



Università degli Studi di Napoli Federico II
Scuola Politecnica e delle Scienze di base

INDAGINI E TECNICHE DI INTERVENTO
PER IL CONSOLIDAMENTO DI EDIFICI IN MURATURA
DI ANTICO IMPIANTO



TUTOR:

Prof.ssa Arch. Flavia Fascia
Prof. Ing. Renato Iovino

Dottorando:

Ing. Angelo Spizuoco

Coordinatore: Prof. Ing. Luciano Rosati

Dottorato in Ingegneria delle Costruzioni

Indirizzo: Recupero edilizio ed innovazione tecnologica

XXVIII CICLO



Angelo Spizuoco

***INDAGINI E TECNICHE DI INTERVENTO
PER IL CONSOLIDAMENTO DI EDIFICI IN MURATURA
DI ANTICO IMPIANTO***

TESI DI DOTTORATO

XXVIII ciclo

*Il Coordinatore
Prof. Ing. Luciano ROSATI*

A mia moglie Olga

e alle mie dilette figlie

Anna e Noelia

Ringraziamenti

Al prof. Renato Iovino, maestro, collega, amico, fratello che mi è stato vicino anche nei momenti difficili della mia vita familiare; qualsiasi locuzione in sua lode sarebbe limitativa. Caro Renato, ti dico soltanto che ti voglio un mondo di bene!

Al mio padrino, prof. Aldo De Marco, papà di tre generazioni di ingegneri ed esempio per tutti noi!

Alla prof.ssa Flavia Fascia, “vulcano” di calore umano e simpatia, qualità non comuni nell’ambito universitario!

Ai ragazzi del Dipartimento che con rispetto e cortesia mi hanno sempre considerato un punto di riferimento importante per la loro attività professionale. Un particolare grazie a Manuel La Mantia e a Salvatore Simonetti che in questo periodo si sono sempre premurati di seguire le mie “vicende” amministrative nonché ad Aldo Rosato per la collaborazione fornita nella stesura di questo lavoro.

Un ringraziamento particolare va a mia moglie ing. Olga Romano e a mia figlia ing. Anna Spizuoco che mi hanno coadiuvato nel lavoro di ricerca del materiale tecnico-progettuale depositato nell’archivio del mio studio.

Sommario

PREMESSA	11
CAPITOLO 1. ANALISI STORICO-CRITICA.....	13
1.1 LA NUOVA NORMATIVA TECNICA ED I LIVELLI DI CONOSCENZA.....	14
CAPITOLO 2. CONOSCERE IL PASSATO: PRESUPPOSTO PER LO STUDIO DEL PRESENTE	23
2.1 CENNI SULLE TECNICHE COSTRUTTIVE STORICHE.....	25
2.2 ANALISI DEI DISSESTI NELLE STRUTTURE MURARIE	30
2.2.1 Le cause dei dissesti: i dissesti statici.....	30
2.2.3 Le lesioni ricorrenti negli edifici in muratura.....	39
2.2.3.1 Lesioni d'assestamento.....	54
2.2.3.2 Lesioni di cedimento del piano fondale	56
2.2.3.3 Lesioni di trazione	57
2.2.3.4 Lesioni di schiacciamento	61
2.2.3.5 Lesioni da pressoflessione	75
2.2.3.6 Lesioni relative e/o conseguenti alle strutture orizzontali	76
2.2.3.7 Lesioni dovute ad azioni sismiche e/o vibratorie.....	87
2.3 VALUTAZIONE QUALITATIVA DELLA STABILITÀ SECONDO L'APPROCCIO CLASSICO....	111
2.3.1 BREVI CENNI AI METODI EMPIRICI TRADIZIONALI	111
2.3.2 I CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA TRADIZIONALI.....	113
2.3.2.1 Tensioni nelle murature.....	115
2.3.2.2 Instabilità dei muri	120
2.3.2.3 Verifiche classiche: ribaltamento, slittamento, schiacciamento	130
2.3.2.4 Calcolo di architravi col metodo classico	145
2.4 IL PROBLEMA DEI CEDIMENTI FONDALI.....	161
2.4.1 Richiami di geotecnica	165
2.4.2 Principali patologie da cedimento fondale	192
2.4.3 Crollo per cedimento del piano fondale	198
2.4.4 Crollo per perdite fognarie	200

2.4.5 Crollo per “scalzamento” delle fondazioni	204
2.4.6 Crollo per scalzamento fondazioni e per esecuzione di pali di fondazione.....	209
CAPITOLO 3. INDAGINI CONOSCITIVE E PROVE DIAGNOSTICHE	213
3.1 GLI STRUMENTI DI INDAGINE.....	213
3.1.1 Biffe	213
3.1.2 Fessurimetri	215
3.1.3 Deformometri	217
3.2 PROVE IN SITU	218
3.2.1 PROVE NON DISTRUTTIVE.....	218
3.2.1.1 La termografia.....	218
3.2.1.2 Prove soniche ed ultrasoniche.....	226
3.2.1.3 Indagini sclerometriche	230
3.2.1.4 Prove di carico su solai.....	231
3.2.2 PROVE MODERATAMENTE DISTRUTTIVE.....	243
3.2.2.1 L'ispezione diretta.....	243
3.2.2.2 Prove endoscopiche.....	245
3.2.2.3 Prove con martinetto piatto singolo.....	249
3.2.2.4 Prove con martinetto piatto doppio	253
3.2.2.5 Resistenza allo scorrimento (taglio τ)	259
3.2.3 PROVE DISTRUTTIVE	261
3.2.3.1 Determinazione della resistenza al taglio	261
3.3 PROVE IN LABORATORIO.....	275
3.3.1 PROVE SU MALTA.....	276
3.3.1.1 Prova di flessione su prismi di malta indurita.....	277
3.3.1.2 Prova di compressione su prismi di malta indurita	280
3.3.1.3 Prova di punzonamento su campioni di malta indurita.....	281
3.3.2 PROVE SU ELEMENTI LAPIDEI	283
3.3.2.1 Prova di compressione su elementi lapidei	285
3.3.2.2 Prova di trazione indiretta su elementi lapidei.....	288

3.3.3 PROVE SULLE MURATURE	289
3.3.3.1 Prova di compressione semplice.....	289
3.3.3.2 Prova di compressione diagonale	293
3.3.3.3 Prova su triplette	294
3.3.3.4 Prova su carote	297
CAPITOLO 4. UN CASO STUDIO: VILLA D'ELBOEUF	299
4.1 INQUADRAMENTO STORICO	299
4.1.1 La città di Portici: dalle origini ad oggi	299
4.1.2 Le ville vesuviane nell'area di Portici	323
4.1.3 Villa D'Elboeuf e i Bagni della Regina.....	333
4.2 INDAGINE URBANISTICA	358
4.2.1 Piano paesistico dei Comuni vesuviani – 1995	358
4.2.3 Piano Regolatore generale – 1998.....	361
CAPITOLO 5. I RILIEVI: Villa d'Elboeuf e i Bagni della Regina	363
5.1 IL RILIEVO METRICO	365
5.2 IL RILIEVO MATERICO	380
5.3 IL RILIEVO DEI DEGRADI	396
5.4 IL RILIEVO DEI QUADRI FESSURATIVI	413
CAPITOLO 6. TECNICHE DI INTERVENTO	463
6.1 INTERVENTI MIGLIORATIVI DELLA CAPACITÀ PORTANTE DELLE MURATURE.....	469
6.1.1 TECNICA DEL SCUCI E CUCI	469
6.1.2 INIEZIONI A BASE DI LEGANTI AEREI	473
6.1.2 PARETINE ARMATE IN CALCESTRUZZO CEMENTIZIO.....	482
6.1.3 INTONACI ARMATI A BASE CEMENTIZIA (GUNITE).....	484
6.2 INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DI ARCHI E VOLTE	487
6.3 INTERVENTI PER RIDURRE LA DEFORMABILITÀ DEI SOLAI	497
6.4 INCREMENTO DI RESISTENZA, NEL PROPRIO PIANO, DELLE PARETI E DI RIGIDEZZA DELLA MURATURA.....	502
6.5 SOSTITUZIONI DI PIATTABANDE ED ARCHITRAVI.....	516

6.6 RIPRISTINO DELL'ORIZZONTALITÀ DEGLI IMPALCATI.....520

CAPITOLO 7. CONCLUSIONI.....524

Bibliografia:525

PREMESSA

L'attività di ricerca svolta è finalizzata alla definizione delle indagini e degli interventi necessari ed opportuni per il consolidamento degli edifici in muratura di tufo di antico impianto.

Va immediatamente detto che la Nuova Normativa Tecnica del 2008 attribuisce all'Analisi Storico-Critica e al Rilievo non più un ruolo di attività accessoria demandata alla coscienza ed al buon senso del progettista, così come era inteso finora, ma introduce un vero e proprio obbligo dal quale non ci si può esimere.

Ciò implica che l'Analisi storico-critica ed il Rilievo, a tutti gli effetti, vengano considerati parte integrante di quelle indagini propedeutiche alla progettazione di qualsiasi intervento su edifici esistenti, ma ancor di più su edifici di antico impianto, rivestendo un ruolo primario ben preciso definito dal Legislatore, a dispetto di quel processo sempre sottovalutato al di fuori dell'ambito della disciplina "Architettura Tecnica". In definitiva, la Normativa ha restituito la giusta dignità a quelle attività che, da sempre, sono state considerate di secondo piano ai fini delle verifiche strutturali e degli interventi di consolidamento, soprattutto rispetto alla loro progettazione, programmazione ed esecuzione.

Con questo lavoro si intende fornire al lettore una sorta di guida pratica, attribuendo, in primo luogo, il giusto risalto all'indagine intesa quale Analisi storico-critica, ed, in secondo luogo, ai rilievi da effettuare per gli edifici di antico impianto. Si passeranno, poi, in rassegna le principali indagini e tecniche di intervento cui, tradizionalmente, si ricorre per il miglioramento statico locale di elementi strutturali o globale dell'intero manufatto. Sarà dato particolare risalto non già alla problematica del progetto della campagna di indagine o al dimensionamento dei singoli interventi, approfondimenti reperibili, del resto, sui numerosi manuali tecnici disponibili, ma, piuttosto, agli aspetti tecnologici e alle

PREMESSA

problematiche ricorrenti riscontrabili durante l'esecuzione pratica delle predette indagini e tecniche di intervento.

A questo proposito, ai fini della ricerca, si farà riferimento al manufatto denominato Villa D'Elboeuf, edificio di particolare interesse storico ed artistico situato nel territorio comunale di Portici (Na) e appartenente al “sistema” delle Ville Vesuviane del XVIII secolo.

Il presente lavoro è, dunque, articolato secondo le seguenti sezioni:

INDAGINI SPERIMENTALI

- Saggi ed ispezioni;
- Indagini in situ;
- Prove di laboratorio;

ANALISI STORICO-CRITICA DEL MANUFATTO

- Indagine storica;
- Indagine Urbanistica;

RILIEVO DEL MANUFATTO

- Rilievo Fotografico e geometrico;
- Rilievo Materico;
- Analisi dello Stato dei Degrad;

TECNICHE D'INTERVENTO

- Interventi di consolidamento.

CAPITOLO 1. ANALISI STORICO-CRITICA

Un elaborato finalizzato ad un intervento di ripristino del completo uso di un qualsivoglia manufatto esistente, sia che si intervenga localmente piuttosto che globalmente, e sia che si vogliano ripristinare le funzionalità originarie piuttosto che definire una nuova destinazione d'uso, prevede il susseguirsi di differenti fasi operative. La predisposizione di un progetto di indagine conoscitiva è il primo, indispensabile, step progettuale. Esso costituisce un progetto preventivo in grado di leggere e rivelare l'oggetto interessato all'intervento, conservativo o meno, fornendo tutte quelle indicazioni utili a trattare in maniera corretta e puntuale la materia, le patologie in agguato e le cause al contorno.

Tale indagine diagnostica deve far parte dell'intervento vero e proprio, accompagnando le operazioni previste, verificandone l'efficacia e suggerendo eventualmente nuove soluzioni.

È evidente come, nel caso di edifici di antico impianto, la completa e approfondita conoscenza del manufatto sia un momento ancor più decisivo per non stravolgere i significati dell'opera attraverso interventi non in linea con il suo trascorso storico.

Il progetto d'intervento, che nascerà dall'approccio al costruito e dal tipo d'indagine preventiva messa in campo, sarà fondato sull'analisi storica dell'edificio, sull'esecuzione del rilievo in scala adeguata e sulla compiuta definizione della fisicità della struttura, ottenuta identificando e quantificando materiali e patologie.

Ad esempio, nel “caso studio” proposto, Villa D'elboeuf, si partirà dall'analisi storica del comune di Portici e dell'area vesuviana, per inquadrare il manufatto all'interno del tessuto storico ed urbano in cui ricade e, solo successivamente, ci si concentrerà sui rilievi, metrici, materici e dello stato dei degradi.

1.1 LA NUOVA NORMATIVA TECNICA ED I LIVELLI DI CONOSCENZA

Con decreto ministeriale 14 gennaio 2008, pubblicato nella G.U. del 4 febbraio 2008, n.29, sono state approvate le “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, testo normativo che raccoglie in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle costruzioni al fine di garantire, per stabiliti livelli sicurezza, la pubblica incolumità. Tali norme rappresentano la più avanzata espressione normativa a tutela della pubblica incolumità nel settore delle costruzioni, secondo un’impostazione coerente con gli eurocodici e con contenuti all’avanguardia, riguardo alla puntuale valutazione della pericolosità sismica del territorio nazionale e, quindi, alle esigenze di una moderna progettazione sismoresistente delle opere di ingegneria civile da realizzare o ristrutturare in Italia.

Il carattere innovativo di dette norme, e della circolare esplicativa, emanata dall'Assemblea generale del Consiglio superiore dei lavori pubblici in data 11 aprile 2008, contenente, con una trattazione maggiormente diffusa, gli argomenti più innovativi e, per certi versi, più complessi introdotti dalle Nuove norme tecniche, emerge, in particolar modo, con l’inserimento del Capitolo 8, interamente dedicato alle costruzioni esistenti.

Come è possibile leggere nel paragrafo introduttivo della circolare al Capitolo 8, il legislatore chiarisce il perché di tale innovazione:

"Il problema della sicurezza delle costruzioni esistenti è di fondamentale importanza in Italia, da un lato per l'elevata vulnerabilità, soprattutto rispetto alle azioni sismiche, dall'altro per il valore storico-architettonico-artistico-ambientale di gran parte del patrimonio edilizio esistente. A ciò si aggiunge la notevole varietà di tipologie e sub-tipologie strutturali, quali, ad esempio, nell'ambito delle strutture murarie, quelle che scaturiscono dalle

diversificazioni delle caratteristiche dell'apparecchio murario e degli orizzontamenti, e dalla presenza di catene, tiranti ed altri dispositivi di collegamento. Ne deriva una particolare complessità delle problematiche coinvolte ed una difficile standardizzazione dei metodi di verifica e di progetto e dell'uso delle numerose tecnologie di intervento tradizionali e moderne oggi disponibili. Per questo, più che nelle altre parti delle NTC, è stato seguito un approccio prestazionale, con l'adozione di poche regole di carattere generale ed alcune indicazioni importanti per la correttezza delle diverse fasi di analisi, progettazione, esecuzione."

La principale novità è l'introduzione dei concetti di Livello di Conoscenza (relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali) e Fattore di Confidenza (che modificano i parametri di capacità in ragione del livello di conoscenza), da stabilire, e conseguire, prima di poter procedere alle verifiche strutturali innanzi menzionate.

In breve, a seconda del Livello di Conoscenza a cui si è pervenuto, si stabilisce il Fattore di Confidenza per il quale si devono dividere i parametri delle Caratteristiche di Resistenza e di Deformabilità, attribuiti alle varie tipologie murarie che si rinvencono nel manufatto.

La norma definisce tre possibili livelli di conoscenza: LC1 (Conoscenza Limitata); LC2 (Conoscenza Adeguata); LC3 (Conoscenza Accurata).

Le fonti da considerare per l'acquisizione dei dati necessari alla definizione del Livello di Conoscenza sono:

- documenti di progetto (relazioni geologiche, geotecniche, strutturali ed elaborati grafici strutturali);
- eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione;
- rilievo strutturale geometrico e dei dettagli esecutivi;
- prove in-situ e in laboratorio.

I dati da estrapolare da tali fonti, per qualsivoglia tipologia strutturale di manufatto, sono, invece:

- identificazione dell'organismo strutturale e verifica del rispetto dei criteri di regolarità;
- identificazione delle strutture di fondazione e delle categorie di suolo;
- informazione sulle dimensioni geometriche degli elementi strutturali, dei quantitativi delle armature, delle proprietà meccaniche dei materiali, dei collegamenti;
- informazioni su possibili difetti locali dei materiali;
- informazioni su possibili difetti nei particolari costruttivi (dettagli delle armature, eccentricità travi-pilastro, eccentricità pilastro-pilastro, collegamenti trave-colonna e colonna-fondazione, ecc) - informazioni sulle norme impiegate nel progetto originale (incluse eventuali azioni sismiche di progetto);
- descrizione della classe d'uso, della categoria e della vita nominale;
- rivalutazione dei carichi variabili, in funzione della destinazione d'uso;
- informazione sulla natura e l'entità di eventuali danni subiti e sulle riparazioni effettuate.

La quantità e qualità dei dati acquisiti determina, quindi, il metodo di analisi e i valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali da adoperare nelle verifiche di sicurezza.

Ad esempio, ai fini della valutazione delle caratteristiche meccaniche della muratura per i livelli di conoscenza (LC1) e (LC2) non sono richieste prove sui materiali. Per definire il Livello di Conoscenza (LC3), invece, oltre l'Analisi Storico-Critica e un idoneo Rilievo, sono indispensabili indagini in situ esaustive.

Definito il Livello di Conoscenza (LC), la Tabella C8A.1.1 consente di determinare il Fattore di Confidenza (FC):

Livello di conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	<p>Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete. Individuazione tipologica fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.</p>	Verifiche in situ limitate	<p>Indagini in situ limitate</p> <p>Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1</p>	TUTTI	1.35
LC2		Verifiche in situ estese ed esaustive	<p>Indagini in situ estese</p> <p>Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1</p>		1.20
LC3			<p>Indagini in situ esaustive</p> <p>-caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1</p> <p>-caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).</p> <p>-caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a)</p>		1.00

Tabella C8A.1.1 - Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti

valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Stabilito il Livello di Conoscenza ed il Fattore di Confidenza della muratura, si determinano le caratteristiche meccaniche della muratura da considerare nell'analisi della struttura.

I valori delle Resistenza (f_m, τ_0) e dei Moduli elastici (E, G) possono essere definiti mediante prove sperimentali. A seconda del numero di provini a disposizione per ogni tipologia di muratura, la normativa fornisce le indicazioni necessarie a definire resistenze e moduli elastici.

Se sono disponibili tre o più provini:

- Resistenze (f_m, τ_0): si assume il valore medio ottenuto dalle prove;
- Moduli (E, G): si assume il valore medio dei moduli elastici ottenuto dalle prove oppure il valore medio tra il minimo ed il massimo dei moduli elastici riportati nella tabella al punto C8A.2 della Circ. 617/2009.

Se sono disponibili soltanto due provini:

- Resistenze (f_m, τ_0):
 - Si assume il valore medio delle resistenze riportate nella Tabella C8A.2 se il valore medio delle prove è compreso nell'intervallo di resistenza della tabella C8A.2;
 - Si assume il valore dell'estremo superiore della Tabella C8A.2 se il valore medio delle prove è maggiore dell'estremo superiore di cui innanzi;
 - Si assume il valore medio delle prove se questo valore è inferiore al valore minimo di resistenza riportato nella Tabella C8A.2;
- Moduli (E, G): ci si regola come il caso per tre o più provini.

Se è disponibile soltanto un provino:

- Resistenze (f_m, τ_0):
 - si assume il valore della prova se questo è inferiore al valore minimo delle resistenze riportate nella Tabella C8A.2;
 - Si assume il valore medio delle resistenze di tabella C8A.2 se il valore della prova è maggiore del valore minimo di resistenza riportato in Tabella C8A.2;
- Moduli (E,G): ci si regola come il caso per tre o più provini, ossia si assume il valore medio dei moduli elastici ottenuto dalle prove oppure il valore medio tra il minimo ed il massimo dei moduli elastici riportati nella tabella al punto C8A.2 della Circ. 617/2009.

La sopracitata Tabella C8A.2.1 fornisce i valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura.

relativamente alle prime sei tipologie) sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzino la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammortamento per ingranamento tra i paramenti murari).

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	Min-max	Min-max	Min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadri	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura $< 45\%$)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. Foratura $< 45\%$)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. Foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura $< 45\%$)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Tabella C8A.2.1 -Valori di riferimento dei parametri meccanici

Nel caso delle murature storiche, i valori indicati nella Tabella C8A.2.1 (relativamente alle prime sei tipologie) sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzino la tessitura ed

in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammortamento per ingranamento tra i paramenti murari).

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10mm)	Ricorsi o listature	Connession e trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezioni e di miscele leganti	Intonaco armato*
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

Tabella C8A.2.2 -Valori di riferimento dei parametri meccanici

La Tabella C8A.2.2 riporta, invece, i coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

I valori caratterizzati dal simbolo "*", sono quei valori da ridurre nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

Le Resistenze (f_m, τ_0) fin qui calcolate vanno, poi, ulteriormente divise per il coefficiente di sicurezza γ_m che varia da 2.0 a 3.0 in zona non sismica (a seconda della classe di esecuzione e della categoria del blocco utilizzato) e pari a 2.0 in zona sismica. Va comunque detto che, se si esegue il calcolo con analisi statica non lineare, il coefficiente parziale di sicurezza può essere assunto pari a 1.0.

In sintesi, non essendo note, a priori, le proprietà meccaniche, la variabilità sulla produzione dei materiali del manufatto e sulla loro posa in opera, risulta necessario predisporre una Campagna di Indagine Preliminare per

- stabilire le diverse tipologie murarie del manufatto;
- le prove da effettuare;
- le modalità e il numero di prove da eseguire.

CAPITOLO 2. CONOSCERE IL PASSATO: PRESUPPOSTO PER LO STUDIO DEL PRESENTE

Nell'ambito della stesura di questo lavoro è emersa, con mia grande sorpresa, una problematica di cui, probabilmente per la mia formazione accademica e professionale, ignoravo l'esistenza, dando per scontato l'insegnamento di determinati concetti e nozioni.

Ho avuto modo, infatti, di apprendere come l'attuale iter formativo dei giovani ingegneri, presenti delle ingenti lacune per quanto concerne le costruzioni in muratura, via via relegate, in ambito accademico, a ruolo di cenerentola.

I motivi di questo indirizzo generale sono da individuarsi nell'affermazione imponente del cemento armato quale materiale da costruzione per eccellenza soprattutto a partire dagli anni '60 per via della sua maggiore versatilità in fase di progettazione degli architettonici oltre che di esecuzione, e per via delle sue acclamate capacità performative.

Con le innovazioni nazionali in merito al problema sismico, poi, questo divario tra i due materiali si è ancor più esteso, grazie anche alla spinta avutasi nella ricerca dell'ottimizzazione del comportamento del calcestruzzo armato, specie se sottoposto ad azione sismica, attraverso l'introduzione di concetti come fattore di struttura, gerarchia delle resistenze, duttilità e, più in generale, del “capacity design”, in sostituzione, pressoché integrale, della progettazione per carichi "non sismici" che si basava sul verificare che, localmente, la capacità della struttura fosse sempre superiore alla domanda: ciò corrispondeva a richiedere che in ogni sezione il carico di progetto non causasse il raggiungimento della condizione ultima. Resta inteso che tutta questa innovazione teorica, tecnica e tecnologica, resa possibile anche dallo sviluppo di sempre più potenti sistemi di calcolo computerizzato, non può che essere positiva a garantire una più razionale gestione della sicurezza dei singoli edifici e, quindi, nel complesso delle nostre città e soprattutto dei loro occupanti. Tuttavia, ci sono due aspetti da

considerare; in primo luogo la storia dimostra come edifici in muratura ben concepiti e realizzati abbiano superato ampiamente la prova del tempo (se non fosse per il naturale processo di degrado dei singoli materiali costituenti). Infatti, la massima resistenza al sisma di un edificio in muratura può essere sviluppata garantendo una risposta globale ed impedendo i meccanismi di collasso locale mediante opportuni accorgimenti costruttivi, come un efficiente collegamento tra pareti ortogonali, come l'adeguata connessione tra le pareti e gli impalcati e tra le travi dei medesimi impalcati, come l'utilizzo di catene ecc. ecc. .

In secondo luogo è evidente ed innegabile come il tessuto edilizio italiano, prima degli ultimi cento anni, sia stato caratterizzato dal monopolio assoluto delle costruzioni in muratura che, fondamentalmente, costituiscono la totalità dei beni monumentali ed artistici del paese e, per la quasi totalità, la matrice di fondo di qualsiasi centro storico italiano. Centri storici, a loro volta, sottoposti a vincoli edilizi, storici e paesaggistici finalizzati alla conservazione degli stessi e ad evitarne gli stravolgimenti.

Alla luce di ciò, l'evidente necessità di allineare la formazione e la preparazione dei giovani tecnici a quella dei più evoluti paesi europei e mondiali, deve, a mio avviso, tenere conto che, per forza di cose, sia impensabile che essi si trovino ad operare esclusivamente nel campo delle nuove costruzioni, privandoli, così, di un'altrettanto approfondita formazione sui modelli teorici ed empirici che hanno fatto da substrato alla costruzione degli organismi strutturali esistenti, quegli stessi organismi che costituiranno prima o poi il loro campo di lavoro.

Conoscere è l'unico strumento in grado di permettere la gestione di interventi sul patrimonio edilizio esistente.

Questo capitolo nasce con l'intento di fornire le essenziali conoscenze o, quanto meno, di stimolarne l'approfondimento sui manuali specializzati, per approcciare un eventuale intervento su un edificio in muratura. È per questo motivo che si forniranno dei brevi cenni sulle tecniche costruttive tradizionali e sui modelli

teorici che, in un processo di auto alimentazione tra procedimento empirico e sviluppo scientifico, ne sono stati la base teorica.

Si passeranno, quindi in rassegna, dopo averli definiti, i principali sintomi di malessere delle costruzioni in muratura, indicando per ciascuno di essi le principali cause di innesco e le modalità di manifestazione.

2.1 CENNI SULLE TECNICHE COSTRUTTIVE STORICHE

Le costruzioni di pietra e, di conseguenza, le murature litoidi sono le più antiche manifestazioni architettoniche delle civiltà umane che, generalmente, sfruttavano l'ambiente geologico che circondava i loro insediamenti urbani per reperire materiale da costruzione.

Le costruzioni più antiche venivano realizzate con blocchi a forma di “cubo” o, più in generale, di parallelepipedo, molto grandi e posti in opera a secco, in assenza di legante. L'assenza di legante, allora sconosciuto, era supplito dall'enorme massa dei blocchi che consentiva alle murature di far fronte alle azioni orizzontali garantendo la collaborazione tra i vari blocchi grazie all'enorme peso dei medesimi. Soltanto più tardi, grazie alla scoperta della malta da parte dei Romani, si incominciò a ridurre la pezzatura delle pietre.

Ed è dai tempi dei Romani, anche prima, che si è sempre utilizzata ed è sempre stata collaudata e studiata per migliaia di anni, la cosiddetta muratura continua, il cui elemento costituente è il muro portante, elemento di confine o di partizione che, oltre alla funzione di articolare lo spazio, assicura la stabilità dell'edificio; per questo motivo è in grado di resistere ai carichi verticali ed alle spinte orizzontali, alla cui funzione strutturale è associata quella di isolamento termico ed acustico.

Esistono diversi tipi di muratura che possono essere classificati in base al materiale (pietrame, laterizio, calcestruzzo) ed alla tecnologia di assemblaggio.

La muratura, a differenza di altri materiali strutturali, come il legno, l'acciaio, o l'alluminio, non può essere considerata "un materiale", ma è più propriamente una struttura in quanto sistema costituito da più elementi e da più materiali le cui caratteristiche variano non solo da muro a muro, ma anche tra due punti molto vicini dello stesso elemento. Il comportamento della muratura cambia non solo in funzione delle caratteristiche geometriche, elastiche e meccaniche degli elementi che la compongono, ma anche in base al tessuto murario ovvero al modo con cui gli elementi lapidei sono disposti; essa, oltretutto, è fortemente influenzata dal fattore “umano” trattandosi di un prodotto artigianale.

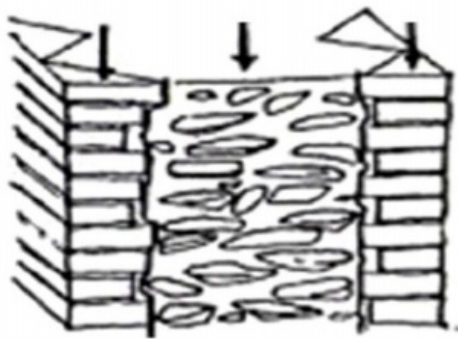
Oggi il laterizio viene sovente impiegato nella realizzazione di chiusure verticali senza assolvere funzioni portanti, ma come elemento di tamponamento, o con valenze esclusivamente estetiche, anche se la ricerca scientifica si sta muovendo nella direzione opposta, restituendo alla muratura non portante, la giusta dignità strutturale essendo essa, generalmente, la prima forma di protezione che gli edifici in cemento armato sfruttano per dissipare energia quando sono sottoposti ad input sismico: non a caso sono i primi elementi a manifestare crisi e danneggiamento.

In passato, invece, la muratura era coincidente con la struttura stessa e la costruzione avveniva per strati orizzontali a disposizione incrociata dei diversi elementi, in modo da garantire un adeguato livello di distribuzione dei carichi e di collaborazione tra i diversi elementi. Un ruolo importantissimo era affidato alle malte. Nelle murature tradizionali, la malta non ha solo funzione di collegamento tra gli elementi resistenti, ma anche di compattamento della muratura e di trasmissione e ripartizione dei carichi.

In Italia molto diffuso, risalente al periodo augusteo dell'Impero Romano, è stato l'uso del mattone cotto pieno che, per migliaia di anni, ha rappresentato l'elemento portante per eccellenza in edilizia.

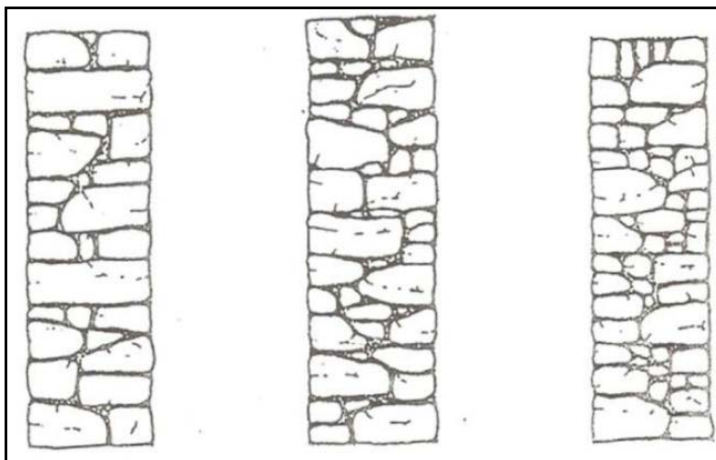
In epoca romana si diffuse la muratura in “concrezione”, nella quale veniva razionalizzata la posa di malta e di pietrisco tra due paramenti esterni. Le facce

esterne del muro, dall'opus incertum, all'opus reticulatum, all'opus testaceum, furono sempre intese come la cassaforma per la costruzione della concrezione interna, realizzata ponendo a strati successivi prima i "caementa", pietre di circa 10 cm di dimensione media, e poi la materia, malta di calce resa idraulica mediante la pozzolana.



La muratura a sacco romana

Le tecniche costruttive delle strutture di elevazione in epoca medioevale riprendono spesso le tecniche costruttive di epoca romana, ma non sempre con la stessa perizia. Infatti in epoca medioevale si assiste talvolta ad un impoverimento della qualità costruttiva sia per ragioni economiche che di instabilità sociale.



Sezioni murarie tipiche del periodo medioevale

Nel Medioevo si adottò talvolta una formula intermedia tra la tecnica costruttiva in blocchi di pietra squadrata e la muratura in “concrezione”: pietre non regolarmente squadrate, ma organizzate con l’aiuto della malta e di frammenti più piccoli, usando però materiali spesso di non elevata qualità e manodopera non specializzata come quella impiegata in epoca romana.

In Campania e nel Napoletano, senza dubbio, l’elemento lapideo per eccellenza è il tufo, nelle sue varie caratterizzazioni (giallo, grigio, ecc), affiancato da blocchi in piperno, per via della grandissima disponibilità delle stesse in loco.

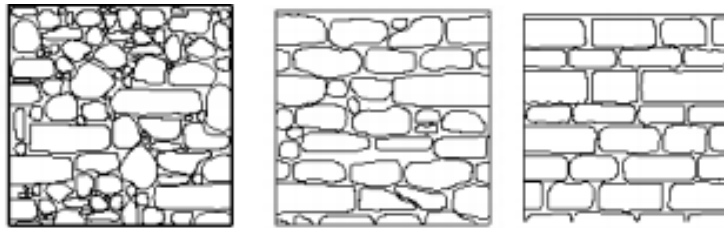
Opportunità di risparmio hanno sempre spinto tuttavia all’impiego di materiali di seconda scelta e di reimpiego. Il fenomeno del riuso di materiale derivante dalla demolizione o dalla spoliazione delle preesistenze, fu un fenomeno diffuso anche nell’antichità, per cui può capitare di imbattersi in tessiture murarie che inglobano più tipi di elementi lapidei, sia per questo motivo sia per effetto delle stratificazioni edilizie susseguitesì durante la storia del singolo edificio.

Fondamentalmente si possono restringere le tipologie costruttive dei paramenti murari ai seguenti casi:

- Muratura uniforme in laterizio;
- Muratura a sacco;
- Muratura mista (pietra e laterizio);
- Muratura in pietra Informe (con o senza malta);
- Muratura squadrata (conci squadrati, bugnati,...);

In particolare relativamente all'apparecchiatura muraria si possono distinguere:

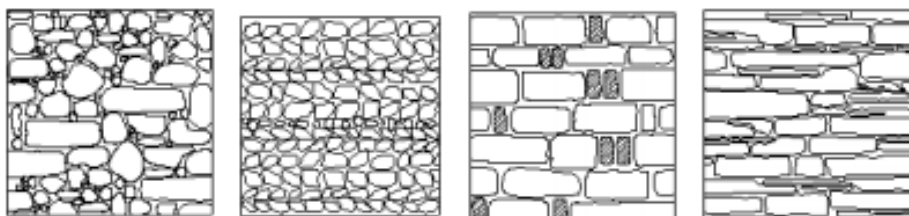
- a) Disordinata;
- b) con corsi irregolari;
- c) corsi orizzontali;



a) disordinata; b) con corsi irregolari, c) con corsi orizzontali.

La posa degli elementi può essere:

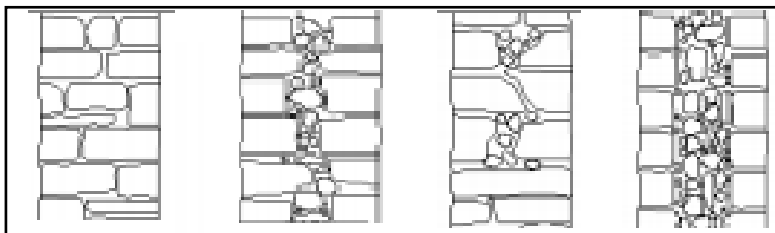
- a) casuale;
- b) a lisca di pesce;
- c) orizzontale/verticale;
- d) orizzontale;



a) casuale; b) a lisca di pesce; c) orizzontale/verticale; d) orizzontale.

In sezione trasversale i casi possono essere:

- a) paramento unico;
- b) due paramenti accostati;
- c) due paramenti ammorsati;
- d) a sacco;



a) paramento unico; b) due paramenti accostati; c) due paramenti ammorsati; d) a sacco.

2.2 ANALISI DEI DISSESTI NELLE STRUTTURE MURARIE

Ciascun edificio in muratura è stato progettato e dimensionato in modo tale da poter assolvere, entro i limiti di sicurezza, ai carichi ad esso affidato, rispettando le resistenze caratteristiche dei materiali che lo costituiscono. Tuttavia, durante la vita utile di un edificio, diverse cause possono indurre delle alterazioni nel regime d'equilibrio del complesso richiedendogli nuove configurazioni che si traducono in una nuova distribuzione delle tensioni che non sempre sono rispettose dei limiti del materiale. Quando i limiti dei materiali vengono superati, si determinano dei dissesti statici nella massa muraria, che si manifestano sotto forma di lesioni. In effetti, queste possono essere la traduzione fisica della liberazione di stati tensionali presenti nella struttura. In questo capitolo si vogliono fornire quei fondamentali cenni teorici sull'analisi del dissesto, le principali cause e le manifestazioni visive di tale problematica.

2.2.1 Le cause dei dissesti: i dissesti statici

A partire da una causa perturbatrice, identificabile come in tutte quelle avverse vicende che comportano una minaccia per la buona conservazione degli edifici, si genera come diretta conseguenza un dissesto che si manifesta sotto forma di lesione. Esiste una corrispondenza biunivoca tra dissesti e lesioni: ovvero a ciascuna lesione corrisponde un certo tipo di dissesto. Non si può dire altrettanto per la relazione tra dissesti e cause perturbatrici. Va detto, infatti, che ciascun dissesto ne può causare un altro diverso e quest'ultimo potrebbe manifestarsi con un'evidenza maggiore del primo che ne è stata la causa.

Così, ad esempio, uno schiacciamento può innescare un dissesto per effetto dell'azione spingente di una volta, dissesto che non si sarebbe generato senza la presenza dello schiacciamento. Dunque, i dissesti spesso non sono una diretta

conseguenza di una causa unica e determinata, ma di un insieme di cause che intervengono nelle loro combinazioni più varie. Per adottare i rimedi più adatti è necessario, perciò, individuare il fenomeno principale che ha prodotto la patologia in atto.

Tra le principali cause perturbatrici si annoverano:

- eccessiva compressibilità del terreno fondale;
- lo schiacciamento delle regioni murarie basali;
- lavori di sterro nelle vicinanze;
- depressioni di archi o di travate;
- la sopraelevazione di edifici col conseguente aumento dei carichi;
- strutture spingenti;
- la fluidificazione del suolo dovuto a infiltrazioni;
- frane;
- alluvioni;
- colate detritiche;
- azione sismica.

Lesioni dovute ad alluvioni e frane.

Gli effetti sulle strutture, dovuti a frane , colate detritiche ed eventi alluvionali sono, al pari degli effetti dovuti al sisma, tra quelli più disastrosi. Va subito detto che la vastità delle casistiche e la complessità del tema meritano una trattazione a se stante, per cui di seguito si riporterà esclusivamente una documentazione fotografica, al solito proveniente dall'archivio professionale del sottoscritto, finalizzata a sensibilizzare sull'argomento. Resta evidente che, qualora il fenomeno franoso o alluvionale colpisca marginalmente l'edificio, si potrà valutare il conseguente quadro fessurativo e dei dissesti, e di conseguenza intervenire; in caso contrario, ovvero quando l'edificio è pienamente interessato dal cataclisma, gli effetti saranno gravi al punto da causare direttamente il collasso senza lasciare margini di intervento.



Fabbricati in area di frana a San Fratello (Me).



Fabbricati in area di frana a San Fratello (Me).



Fabbricato dissestato in area di frana a San Fratello (Me).



Alluvione comune di Quindici (AV) -1998



Alluvione comune di Quindici (AV) -1998



Alluvione comune di Quindici (AV) 1998



Alluvione di Sarno (NA) -1998



Alluvione di Sarno (NA) - 1998



Colata detritica di Scaletta Zanclea (Messina) – ottobre 2009



Colata detritica di Scaletta Zanclea (Messina) – ottobre 2009

Ritornando al caso generale, possono essere considerate quali cause perturbatrici: la vetustà, le variazioni termiche e igrometriche e gli agenti atmosferici che inducono processi di degradazione tanto più celeri e profondi quanto più ad essi la materia è esposta. Inoltre, cedimenti o spinte del terreno inducono nelle murature smembramenti talvolta gravi e i sovraccarichi producono dei dissesti significativi se le strutture di sostegno sono insufficienti nelle sezioni o costituite di materiale non idoneo o mal connesso. Ad esempio, i cedimenti fondali, uniformi o differenziali, sono in genere dovuti all'abbassamento del piano di posa dell'edificio, a seguito dell'attingimento della portata massima del terreno di fondazione o alla presenza di deformazioni legate alla deformabilità del terreno stesso. I cedimenti del suolo e le conseguenti ridistribuzioni degli sforzi tra suolo e struttura, possono essere distinti in tre categorie:

- cedimenti dipendenti da carichi direttamente trasmessi dalla costruzione;
- cedimenti dipendenti da variazioni di carico nelle zone adiacenti (scavi);
- cedimenti indipendenti dai carichi direttamente trasmessi dovuti, ad esempio, alla presenza di falde acquifere o ad effetti dinamici.

Inoltre, bisogna tenere in considerazione la posizione del cedimento; infatti cedimenti fondali centrali sono meno pericolosi dei cedimenti fondali laterali, o periferici, poiché diminuiscono le possibilità di collaborazione tra le strutture resistenti adiacenti.

In definitiva, i dissesti non sono altro che la manifestazione esterna di una crisi in atto riguardante l'intero fabbricato o una parte di esso e rappresentano un campanello d'allarme sullo stato di salute dell'organismo strutturale. Tuttavia, non sempre i dissesti sono associabili a imminenti condizioni di pericolo ma, a volte, rappresentano semplicemente il raggiungimento di una nuova configurazione di equilibrio che può essere altrettanto valida di quella precedente. Il passaggio successivo all'individuazione dei dissesti, perciò, sarà

quello di stabilire se ad esso segue o meno una condizione di pericolo e di quale entità.

Ecco, quindi, che le indagini da effettuarsi su edifici in muratura, specialmente per quelli di antico impianto, vanno inizialmente finalizzate alla ricerca delle cause perturbatrici e poi alla caratterizzazione strutturale.

Una prima strada percorribile in questo senso è effettuare, a seguito della mappatura dei dissesti, una "lettura" del quadro fessurativo sfruttando la corrispondenza esistente tra un dato dissesto e le modalità che esso ha di manifestarsi sotto forma di lesione. Dunque è proprio questo il passaggio in cui si riscontrano maggiori difficoltà, in quanto le strutture murarie si prestano poco ad un'analisi rigorosa e non sempre la correlazione tra causa ed effetto è facilmente identificabile: sta quindi al tecnico, alla sua preparazione e alla sua esperienza fornire quell'interpretazione necessaria a delineare la giusta diagnosi.

In prima analisi si può pensare di effettuare una suddivisione della tipologia del dissesto distinguendo i dissesti interni, derivanti esclusivamente da carenze strutturali delle membrature del sistema murario, da quelli esterni, dipendenti essenzialmente dai cedimenti del suolo interagente con le masse murarie.

Si classificano come dissesti interni:

- l'assestamento;
- lo schiacciamento;
- la pressoflessione;
- la spinta;
- la depressione delle strutture orizzontali;
- i turbamenti d'origine vibratoria e sismica.

I dissesti esterni generati da cedimenti, uniformi o differenziali, si manifestano sotto forma di moti delle strutture, di tipo relativo o assoluto; i primi inducono alterazioni nella forma del complesso perché variano le mutue distanze e il mutuo orientamento tra le particelle elementari; i secondi lasciano sostanzialmente invariata la forma dell'intero sistema, come:

- la traslazione verticale;
- la traslazione orizzontale;
- rotazione attorno ad un asse orizzontale giacente nel piano della base fondale.

I fenomeni di rotazione di una parete muraria possono essere causati da cedimenti differenziali del piano di fondazione della parete, oppure da spinte orizzontali ed hanno la caratteristica di aumentare considerevolmente con l'aumento della quota. Ad esempio, la rotazione della parte terminale della muratura collegata ad una muratura trasversale, in assenza di cedimenti verticali, produce lesioni verticali ubicate nella zona di separazione dei due corpi

Una diversa classificazione tra i dissesti può essere fatta distinguendo tra i “dissesti di tipo diretto” e “dissesti di tipo indiretto”. Appartengono al primo gruppo quei dissesti che interessano direttamente la struttura muraria portante, mentre al secondo gruppo appartengono quelli che interessano gli elementi costruttivi secondari e, pertanto, portati. Va sicuramente detto che i due tipi di dissesto, generalmente, coesistono; inoltre, quelli di tipo indiretto, pur non investendo la sicurezza dell'insieme strutturale, possono di per sè costituire un pericolo quando la loro caduta può provocare danno e rappresentano, comunque, il segno di un dissesto che può interessare o meno la struttura portante, la quale può invece aver sopportato uno stato deformativo senza manifestare segni esterni apparenti.

2.2.3 Le lesioni ricorrenti negli edifici in muratura

In questo lavoro, si intende passare in “rassegna” quelle lesioni ricorrenti e le patologie che più frequentemente si incontrano nella pratica professionale, precisando che in materia di dissesti nessuna di esse è subalterna ad un'altra per importanza.

Resta assodato che una trattazione esaustiva del problema dei dissesti richiederebbe molto più dello spazio dedicatole in queste pagine ed in quelle che seguiranno, oltre che un grado di approfondimento sicuramente non consono al contesto a cui è rivolta la presente attività. Per questi motivi si intende fornire quelle basi concettuali necessarie ad affrontare i capitoli che seguiranno lasciando al lettore gli opportuni approfondimenti reperibili sui manuali di riferimento che trattano in maniera più dettagliata ed approfondita gli argomenti in esame. Quello da cui, però, non ci si risparmierà, sarà arricchire l'esposizione degli argomenti, per quanto possibile, inserendo, di volta in volta, quelle indicazioni e quegli espedienti pratici frutto di quel grado di sensibilità che ho avuto modo di acquisire durante la mia attività di libero professionista.

I dissesti statici possono, dunque, manifestarsi nelle strutture sotto forma di:

- moti rigidi;
- lesioni.

Il moto rigido altera lo stato tensionale nelle strutture murarie e nelle fondazioni per gli spostamenti dei carichi rispetto alle sezioni resistenti e, quando ciò si verifica, le strutture murarie mutano la loro posizione senza, tuttavia, mutare di forma.

Nelle masse murarie perturbate il regime degli sforzi interni subisce delle graduali variazioni dovute all'avvicinarsi dei successivi stati di equilibrio nel progredire del dissesto e, contemporaneamente, dei processi di contrazione e dilatazione del materiale, variabili da punto a punto. Se durante queste variazioni si verifica che in un punto del solido la dilatazione supera i limiti della tolleranza alla coesione del materiale, in tale punto si stabilisce una soluzione di continuità che si propaga, fino ad apparire in superficie sotto forma di fessurazione. Si stabilisce così, la fase di originaria rottura.

La lesione è, come già detto, la manifestazione esteriore, in linea di principio percepibile e permanente del dissesto statico che l'ha provocata.

La percepibilità della manifestazione può essere vincolata allo stato di progressione del fenomeno; infatti, se ci si trova in stato primordiale, o addirittura di innesco del fenomeno lesionativo, è molto facile che esso sia in atto negli strati più interni del pacchetto tecnologico della muratura; esso può restare celato, ad esempio, sotto gli strati di intonaco fino a che per diffusione non giunga ad interessarli. Altri casi di "allarme tardivo" possono scaturire in tutti quei casi in cui si è in presenza di controsoffitti che possono celare l'intradosso di solai o di superfici voltate interessati da fenomeni lesionativi.

Risulta, dunque, di fondamentale importanza la fase di ispezione conoscitiva, da affrontare, sempre, con la massima attenzione e senza lesinare sull'accuratezza della stessa, ricorrendo, ove sufficiente, all'ispezione diretta, ove necessario, all'ausilio di strumentazioni di indagine, che esaminerò in dettaglio nel Capitolo 3, in grado di fornire quelle informazioni celate al solo occhio umano.

Durante il primo sopralluogo occorre definire il quadro fessurativo della costruzione, rilevando la posizione e la forma delle lesioni, con particolare riferimento alla loro ampiezza ed estensione.

Va considerato che la lesione si manifesta, in prima istanza, come “capillare” per poi passare a stadi successivi che pervengono a completo distacco, tanto da poter essere classificata in “fessura” e successivamente in “frattura” vera e propria. Cronologicamente, la frattura ha inizio con una prima fase detta capillare a causa del suo piccolissimo sviluppo in ampiezza; segue, poi, una fase denominata capillare progredita in cui l'ampiezza inizia ad aumentare, giungendo infine alla fase di completo distacco: è importante, dunque, studiarne l'evoluzione nel tempo.

Ciò può essere fatto tramite semplici attrezzi, come “biffe”, fessurimetri e/o deformometri mediante i quali è possibile caratterizzare l'andamento nel tempo della lesione. Prima di procedere con il monitoraggio della lesione con le attrezzature di cui innanzi, è opportuno stabilire la natura più o meno recente di una lesione. A questo proposito, l'esperienza insegna che, ad esempio, le fratture

"vecchie" si presentano annerite dal tempo, polverose, con bordi delle ciglia arrotondati e, non raramente, presentano residui di ragnatele; quelle recenti, invece, si presentano prive di polvere, fresche, chiare, con superfici di rottura di tipo cristallino e con bordi taglienti. La presenza di ambienti umidi, inoltre, potrebbe determinare l'insorgere di muffe che possono far apparire la lesione meno recente di quanto in realtà sia.

Ovviamente, con queste valutazioni qualitative, è possibile soltanto stabilire se le fratture sono recenti oppure no, ma non è possibile stabilire una datazione temporale delle formazioni delle stesse, a meno di conoscere la data degli eventi che le hanno generate.

Dal punto di vista morfologico, le lesioni possono apparire sotto forma di deformazioni oppure di fessurazioni, entrambe coesistenti nello stesso organismo murario. Si parla di lesioni di deformazione della muratura quando, a seguito dell'insorgere di stati tensionali anomali, questa subisce un cambiamento di forma. Tale condizione si verifica ove si abbia, ad esempio, un cedimento di tipo fondazionale con un conseguente spostamento relativo tra le varie parti della struttura muraria. Il cambiamento di forma della struttura muraria può manifestarsi sia nel proprio piano, che fuori, con uno schiacciamento della parete. Le lesioni di fessurazione nella struttura muraria si manifestano, invece, con delle soluzioni di continuità nella massa per rottura del materiale murario, cioè con uno spostamento relativo di punti del materiale originariamente continuo.

La differenza netta tra lesioni, fessurazioni e fratture risiede nel fatto che le prime insorgono nelle fasi precedenti a quella di originaria rottura e sono compatibili con la continuità della massa che, prima di rompersi, subisce delle deformazioni elastiche e plastiche; le seconde, invece, si presentano nelle fasi deformative più progredite e le terze sono la manifestazione di una evidente soluzione di continuità ove non c'è "contatto" tra i bordi opposti della "frattura". Il modo in cui si evolve la deformazione plastica e quello in cui inizialmente la

soluzione di continuità si propaga nell'intorno del punto fino alla superficie, la forma che essa assume sulla superficie stessa, l'andamento e l'ampiezza delle fessurazioni, variano a seconda del tipo di perturbamento che ha provocato la deformazione plastica o la fase di originaria rottura. Si può, perciò, concludere che, conoscendo l'aspetto della lesione caratteristica di un certo dissesto, quando essa si individua su di un solido murario, si può risalire automaticamente al dissesto che l'ha provocata.

Le lesioni possono raggrupparsi in diverse classi:

- a) lesioni di assestamento;
- b) lesioni di cedimento;
- c) lesioni di trazione;
- d) lesioni di schiacciamento;
- e) lesioni di presso-flessione;
- f) lesioni relative e/o conseguenti a dissesti delle strutture orizzontali;
- g) lesioni dovute ad azioni sismiche.

Si ritiene indispensabile, per comprendere i fenomeni di dissesto negli edifici in muratura, innanzitutto capire la problematica elementare sul singolo pannello.

Passiamo, perciò, ad analizzare le lesioni che si manifestano sul pannello "isolato".

Va studiato il pannello distinguendo, a parità di spessore, tra il caso "snello", ovvero il pannello che presenta un'altezza predominante rispetto la larghezza e quello "tozzo", in cui il rapporto tra base ed altezza è prossimo ad 1 o maggiore.

In primo luogo si ritiene molto utile riportare il comportamento di un pannello murario "quadrato".

Considerando un pannello murario di dimensioni BxH con B pressoché uguale ad H (vedi Fig.a), se le lesioni sono posizionate nella parte alta (tipo1), possiamo dire che siamo in presenza di cedimenti di fondazione. Se le lesioni sono

posizionate nella parte bassa (tipo2) possiamo dire che esse sono state prodotte da un fenomeno sismico.

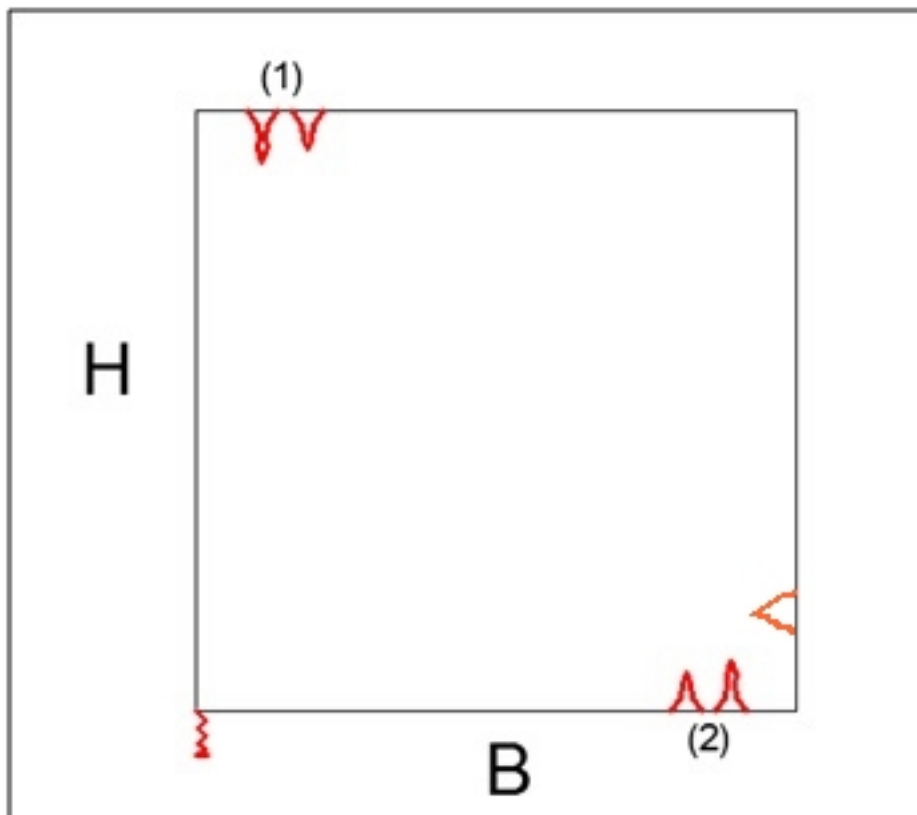


Figura a.

Assegnando un cedimento verticale nel punto A del pannello (nell'ipotesi di rotazione impedita per effetto di maschi murari presenti alle estremità del pannello, ovvero nell'ipotesi di deformazione rigida) si può ritenere che il dissesto sia soltanto verticale. In questa condizione il pannello assume la configurazione “tratteggiata” (vedi Fig.b). Questa configurazione comporta un “accorciamento” della diagonale BD ed un allungamento della diagonale AC.

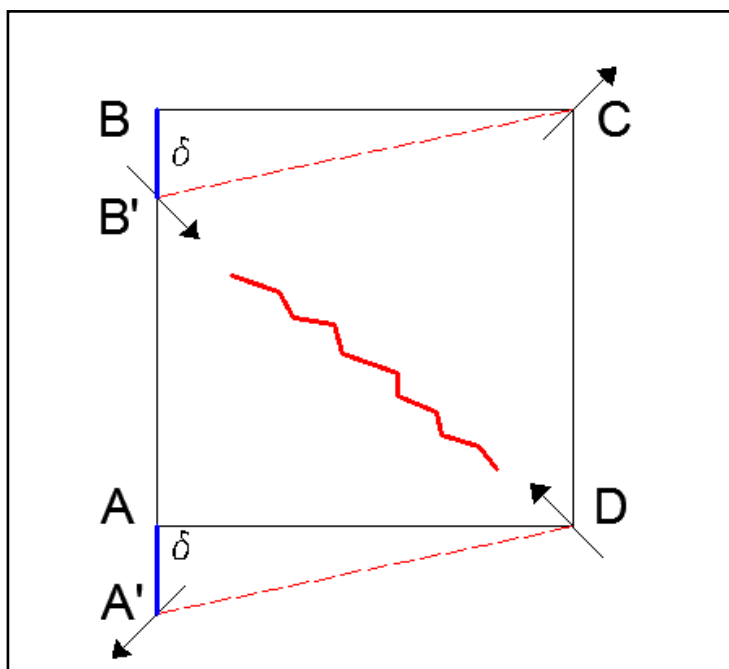


Figura b.

L'accorciamento induce sforzi di compressione mentre l'allungamento sforzi di trazione. Poiché la muratura non è in grado di resistere a sforzi di trazione si produce una frattura inclinata di circa 45 gradi rispetto all'orizzontale ossia perpendicolare alla diagonale A'C.

Tracciando quindi un vettore verso il basso con direzione normale ad una lesione si individua subito il vertice che ha ceduto e che ha originato la lesione nel pannello.

Simulando il sisma applicando al pannello una forza orizzontale in testa, nella precedente medesima ipotesi di deformazione rigida si osserva un fenomeno di allungamento e di accorciamento delle diagonali del pannello. Accorciamento per gli sforzi di compressione ed allungamento per quello di trazione. Anche in questo caso per la presenza di uno sforzo di trazione, si ha una lesione perpendicolare all'azione di trazione (vedi Fig.c).

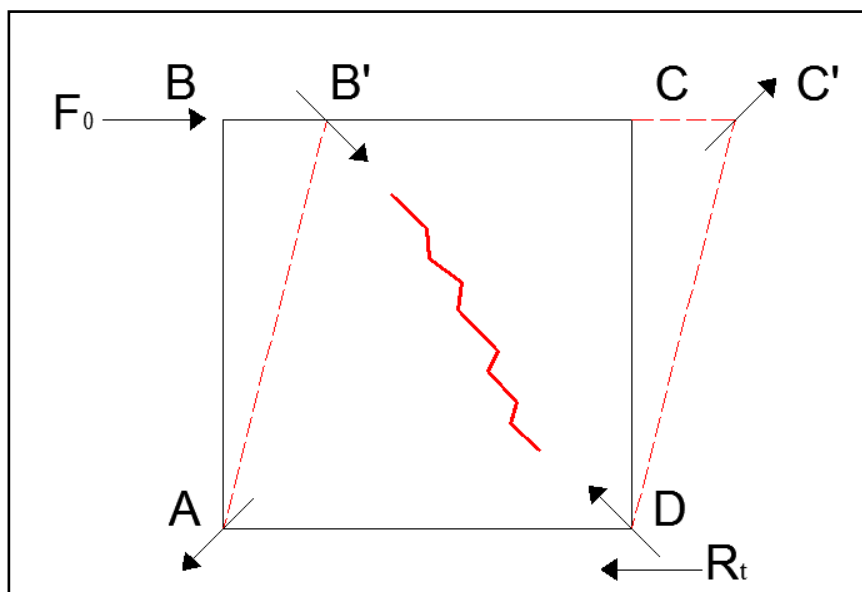


Figura c.

Quindi dalla direzione della lesione si può risalire alla direzione della forza sismica che ha prodotto la lesione e da questa alla reazione (R_t) del piano di posa della fondazione il cui verso ci indica la posizione contraria a quella dell'epicentro.

Osserviamo, però, che la stessa lesione può essere determinata dal cedimento del vertice A come nel caso precedente. Sorge, quindi, la necessità di riconoscere l'evento che la genera.

Nel caso di forti eventi sismici, giacché si è in presenza quasi sempre di un evento ondulatorio con eccesso di energia, questo eccesso di energia provoca l'apertura di una nuova lesione per cui le lesioni si manifestano a croce di sant'Andrea (vedi Fig.d) ovvero lungo entrambe le diagonali, anche se non è detto che ciò debba accadere per forza.

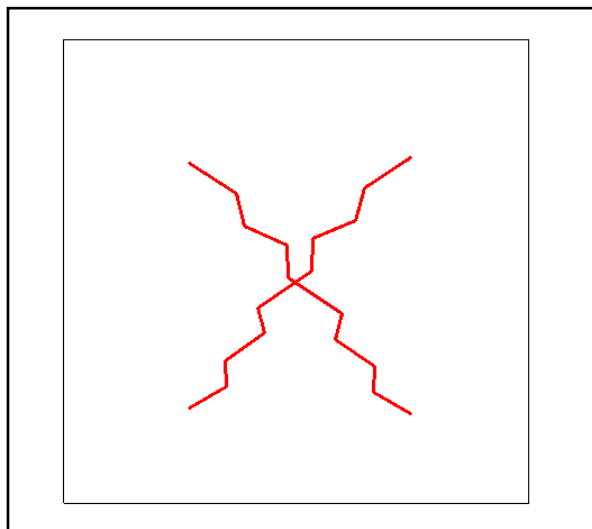


Figura d.

Questo perché come su innanzi riportato, soltanto in presenza di un forte evento sismico abbiamo una morfologia di questo tipo e in tal caso la prima apertura che si genera è quella più grande per cui individuandola si può risalire indicativamente alla posizione dell'epicentro che ha generato il sisma.

Lesioni da sisma.

Il sisma si manifesta sulla struttura come un evento oscillatorio e può essere di tipo ondulatorio quando l'edificio è molto distante dall'epicentro e di tipo ondulatorio e/o sussultorio quando si è vicino alla fonte energetica.

Il comportamento effettivo delle strutture in muratura, per la scarsa tenuta dei collegamenti tra impalcati e murature, è quasi sempre schematizzabile a mensola, più precisamente a mensola con sezione variabile in quanto i muri sono quasi sempre rastremati nel passare al piano superiore.

Nel caso di pannello “snello” ossia “verticale” il suo comportamento sotto sisma è a mensola per cui il sisma fa registrare il massimo spostamento in testa al pannello ed il massimo momento flettente all'incastro al piede. In questa situazione si manifestano lesioni laterali alla base del pannello (vedi Fig.1).

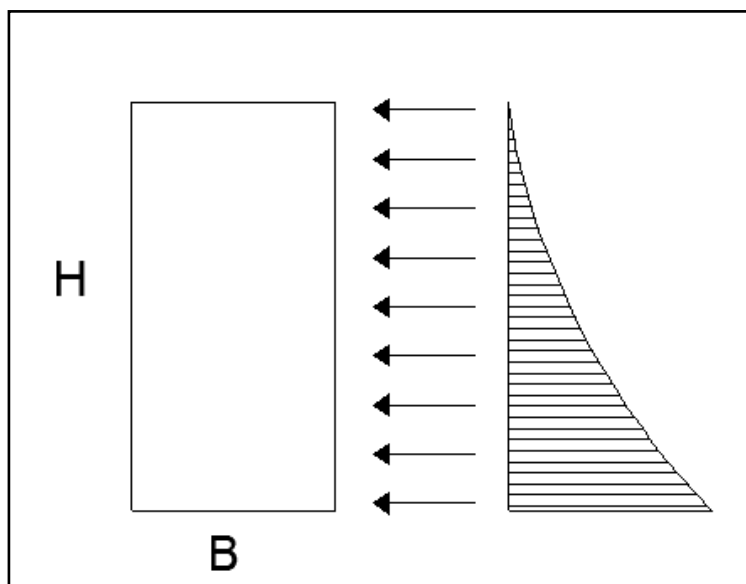


Figura 1.

Quando le sollecitazioni da flessione sono troppo elevate, è opportuno demolire uno o due piani dell'edificio in modo da ridurre i momenti al piede del fabbricato.

Nel caso di pannello "orizzontale" (Fig.2) ossia con la lunghezza preponderante sull'altezza, si ha che il sisma, generalmente, non è in grado di innescare sollecitazioni pericolose sul pannello.

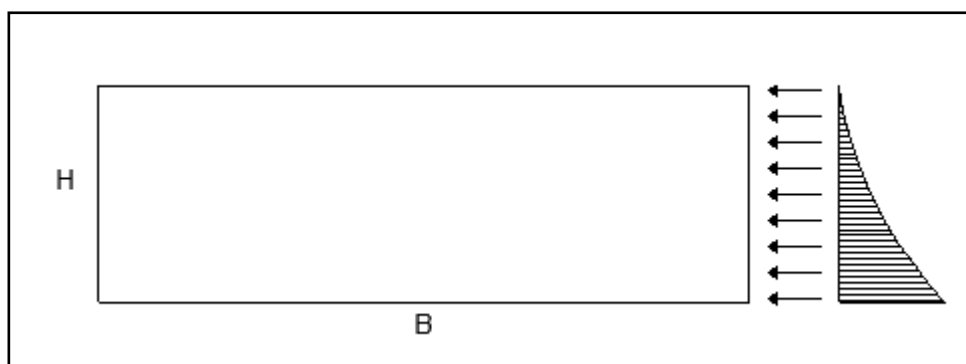


Figura 2.

Lesioni per cedimento fondale

Nel caso di pannello verticale il possibile cinematismo è dovuto al ribaltamento del pannello (Fig.3).

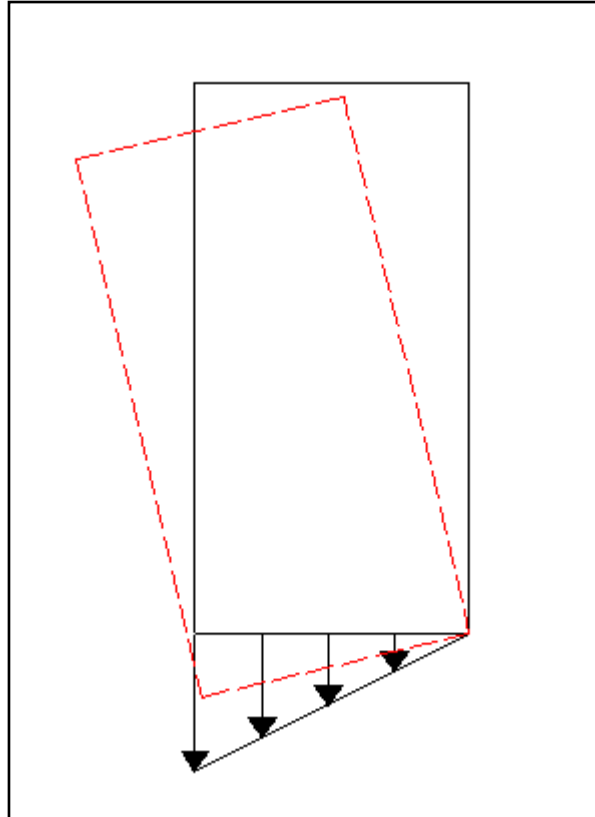


Figura 3.

Nel caso di pannello orizzontale l'effetto fessurativo che si manifesta è legato ai diversi cedimenti differenziali che si innescano lungo il piano fondale del pannello.

- Possiamo avere lesione da “tranciamento” (Fig.4) prodotta dal cedimento di fondazione di una zona estrema del pannello; l'andamento della lesione è pressoché verticale (vedi foto seguente).

Un andamento simile, ma con apertura più ampia in sommità che tende a chiudersi verso il basso, è dovuto ad effetti flessionali del comportamento a mensola del pannello (Fig.5). In questo caso la lesione nel pannello è, comunque, ubicata al “passaggio” tra terreno stabile e quello “ceduto”.

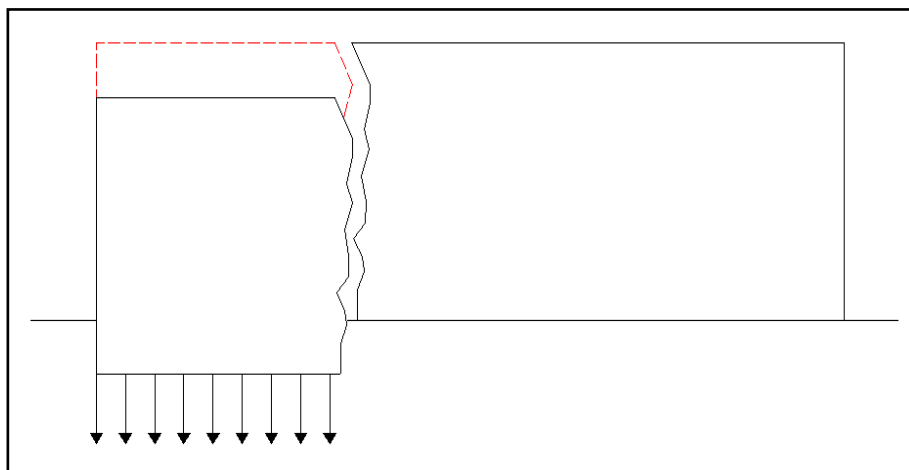


Figura 4.

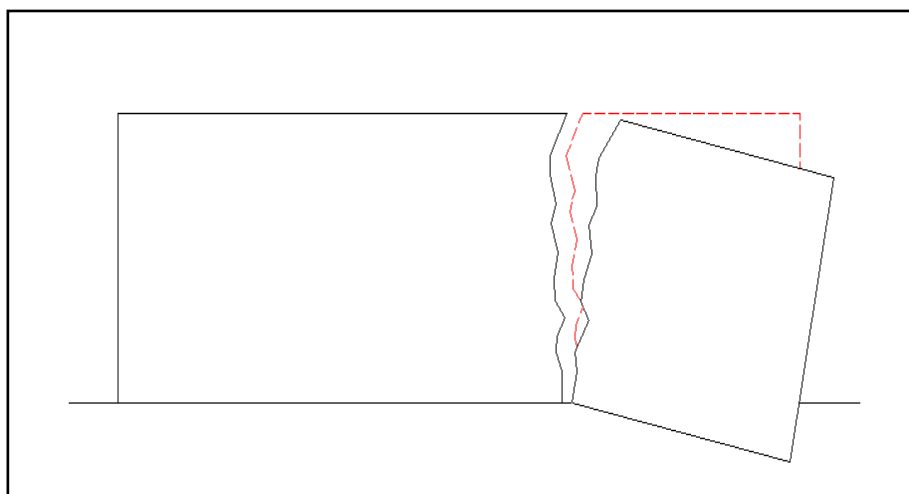


Figura 5



Lesione da “tranciamento”.

- lesione per “flessione”, prodotta dal cedimento di fondazione di una zona (più o meno estesa) intermedia del pannello (Fig.6); in questo caso la lesione si manifesta aperta nel punto di massimo cedimento per tendere a chiudersi man mano che si sale nel pannello. Ciò è dovuto al comportamento a trave appoggiata del pannello ove gli appoggi sono da individuarsi nelle due zone di fondazione in cui il piano fondale non è ceduto. In tal caso, considerando il pannello come una trave appoggiata-appoggiata, le fibre tese sono al di sotto dell’asse orizzontale del pannello, per cui le lesioni sono più larghe nella parte bassa e tendono a chiudersi completamente man mano che si sale di quota.

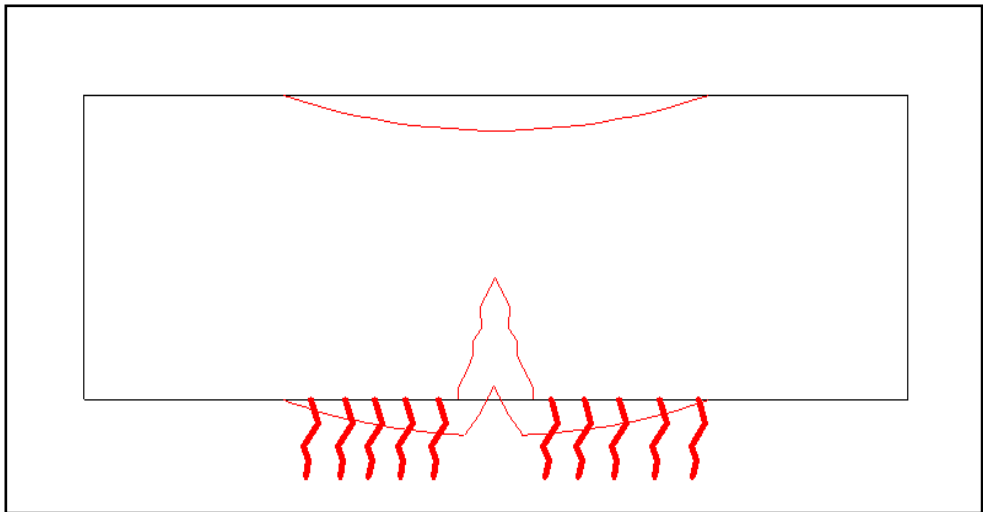


Figura 6.

- Lesione a paraboloide o ad arco, si manifesta quando il cedimento riguarda una zona fondale abbastanza concentrata ovvero poco estesa (vedi foto seguenti).



Lesione per cedimento fondale.



In foto, “rilascio” in chiave dell’arco per cedimento ritto destro.

Va comunque detto che il comportamento di un edificio in muratura può essere molto variegato facendo registrare comportamenti misti mensola-telaio per cui è possibile osservare anche diverse lesioni nei piani intermedi.

Pur meritando, sicuramente, un approfondimento a parte, è opportuno, in questa sede riportare almeno le principali cause delle lesioni che si manifestano nelle murature.

2.2.3.1 Lesioni d'assestamento

Le cosiddette lesioni di assestamento, ben note ai muratori del passato, costituiscono il riassetto definitivo a cui il manufatto murario giunge nelle prime fasi della sua vita. Questo genere di lesione deriva dai lievi processi di traslazione verticale che la muratura subisce durante la costruzione, a causa dell'assestamento del terreno, giacché, specialmente per edifici d'antico impianto, i setti murari sono elementi eterogenei composti da malta e pietre poggiate su terreno (negli edifici più recenti si riscontra una fondazione in calcestruzzo talora debolmente armata).

E' fortemente influenzato dall'altezza (e quindi dal peso) complessiva del fabbricato, dallo spessore e numero dei giunti di malta (infatti, durante la posa in opera dei mattoni, il muratore eseguiva la battitura degli elementi posizionati proprio per ridurre lo spessore del giunto e costipare la malta, in modo da ridurre l'assestamento), dal ritardo della presa e dalla rapidità di avanzamento dei lavori (negli edifici multipiano conveniva attendere che i giunti di malta facessero presa aspettando anche diversi giorni, circa 10 giorni, meno se si usava malta di cemento) prima di proseguire con la costruzione del piano successivo.

A titolo indicativo, per evitare "sorprese", si consiglia di non superare lo spessore di 5.00 millimetri per i giunti di malta nella costruzione di elementi

murari. Soltanto eccezionalmente e con l'impiego di malta cementizia si potrebbe consentire uno spessore di circa 10.00 millimetri.

E' appena il caso di riportare che, per murature costruite con giunti di malta, di calce e sabbia, la durata dell'accorciamento può essere anche di sei mesi.

Alla luce di quanto innanzi, è opportuno costruire murature mantenendole sullo stesso piano orizzontale, facendole "riposare" per step successivi in modo che l'accorciamento sia graduale ed uniforme.

Ovviamente, per le zone di muratura da ricostruire, in edifici di antico impianto, i letti di malta e le connessioni tra i mattoni, per quanto innanzi esposto, categoricamente, non dovrebbero superare i 5.00 millimetri. Si dovrebbe, poi, tenere sempre presente che, nel caso di sarciture con la tecnica del cucì e scuci, se lo spessore dei giunti di malta non è sottile, il risanamento può essere addirittura controproducente.

Si possono manifestare tre tipi di assestamento:

- assestamento dei materiali;
- assestamento delle malte;
- assestamento del piano fondale.

L'assestamento dei materiali è, in realtà, difficilmente percepibile e si manifesta unicamente quando il pannello murario è costituito da pietre tenere.

In effetti, l'accorciamento delle pietre è funzione del modulo di elasticità della roccia da cui è costituita la pietra e da ciò deriva che l'accorciamento è massimo a metà altezza del muro. Va detto che questi, essendo dell'ordine di qualche decimo di millimetro, risultano di difficile misurazione.

Un accorciamento significativo, invece, si ha con le malte perché esse sono soggette a forte compressione e, man mano che induriscono, diminuiscono sensibilmente di volume. Proprio per questo motivo era opportuno che i ricorsi di malta fossero molto sottili; viceversa si potevano verificare sproporzionati effetti di "assestamento". Il quadro fessurativo dovuto ad uno sproporzionato "assestamento", specialmente se osservato a distanza di tempo da quando si è

manifestato, può indurre un tecnico inesperto a non individuare l'effettiva causa del fenomeno.

Per quanto riguarda il cedimento derivante dalla compressibilità del piano di posa delle fondazioni, c'è da dire che esso dipende da diversi fattori e merita sicuramente un approfondimento a parte.

2.2.3.2 Lesioni di cedimento del piano fondale

Va detto, in ogni caso, che esso è funzione della geometria e del tipo di fondazione del fabbricato, del carico che deve sopportare, dell'approfondimento della fondazione rispetto al piano campagna e dalle caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione.

Non va sottovalutato, inoltre che, generalmente, per edifici fondati su terreni sabbiosi, il cedimento era pressoché immediato o al massimo si estingueva entro un anno dalla realizzazione dell'opera. Per edifici fondati su terreni argillosi, il decorso dei cedimenti era molto più lungo e il suo decorso poteva essere anche compreso in un decennio.

Dal punto di vista morfologico le lesioni da cedimento possono essere:

- **paraboliche:**

- paraboliche e/o a parabola da “raccordare” con concavità verso il basso: si manifestano su muri con fondazioni continue;
- a parabola su muri pieni senza aperture;
- a parabola allungata da raccordare “fittiziamente” su muri con aperture.

Quest'ultimo caso è simile all'effetto di un forte cedimento di un pilastro intermedio appartenente ad un fabbricato fondato su archi e pilastri.

- **Subverticali:** si manifestano su muri (senza aperture) poggiati su archi e/o pilastri oppure nelle zone ricostruite.

- **immergenti** verso le zone di cedimento: si manifestano nei muri (poggiati su archi e pilastri) con aperture e incidono su finestre, davanzali, piattabande e parapetti.

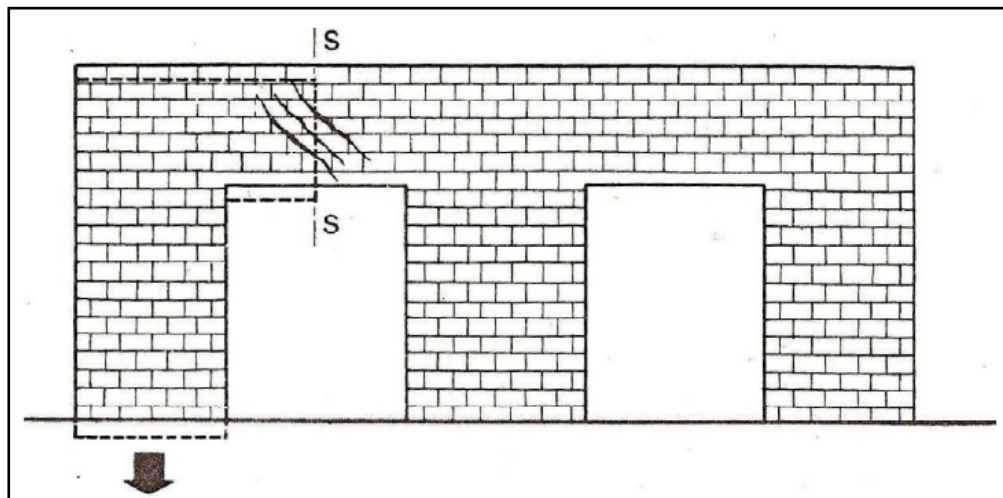
Va detto che, generalmente, il pensiero comune è che le lesioni si manifestino più frequentemente nei piani bassi piuttosto che negli ultimi piani del fabbricato. Questa congettura non è sempre vera; infatti, le lesioni per cedimenti di muri (con aperture o non) con fondazione continua sono più accentuate nelle fondazioni e ai piani inferiori del fabbricato. Le lesioni per cedimenti di muri (con aperture o non) fondati su archi e pilastri, invece, iniziano dai cornicioni del fabbricato, ove sono più ampie e si propagano (tagliando piattabande, davanzali e parapetti di finestre qualora presenti) fino in prossimità del piano stradale, ove tendono a chiudersi in maniera capillare.

Per edifici di una certa importanza, ad esempio con altezza da 20.00 a 30.00 metri, generalmente le lesioni partono dalla “vetta” del fabbricato e si estinguono al primo piano lasciando completamente incolume il piano terra.

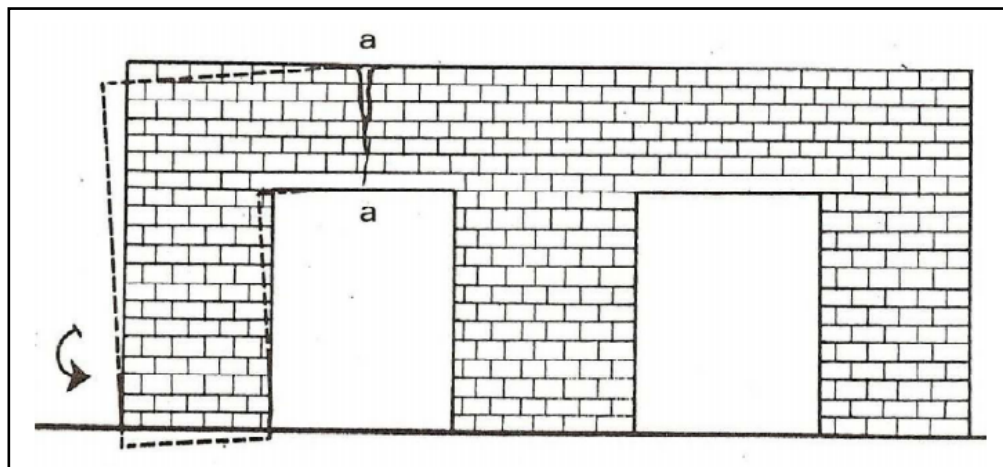
2.2.3.3 Lesioni di trazione

Le lesioni di trazione si verificano in quelle parti della muratura dove insorge una tensione di trazione, alla quale la muratura non è in grado di resistere in conseguenza di uno sforzo normale di compressione ove il centro di pressione sia fuori dal nocciolo.

Queste lesioni hanno un andamento inclinato di circa 45° , poiché la muratura viene sottoposta ad uno sforzo tagliente e, tra le cause frequenti, si ricordano gli spostamenti relativi tra due elementi murari dovuto ad un cedimento traslativo o di rotazione di fondazione.



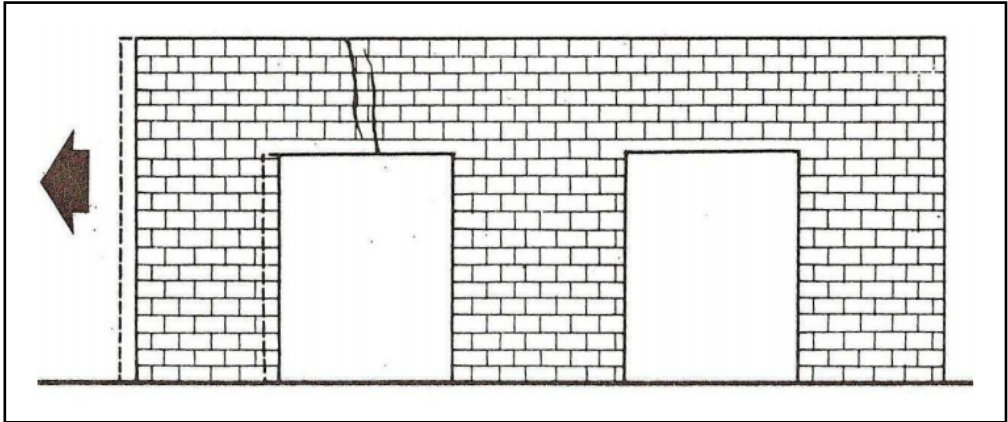
Lesioni provocate da tensioni di trazione conseguenti a cedimenti differenziali delle fondazioni.



Lesioni provocate da tensioni di trazione conseguenti a cedimenti di rotazione delle fondazioni.

I cedimenti di traslazione orizzontale delle fondazioni si manifestano prevalentemente in presenza di fondazioni poco profonde poste su terreni argillosi. In periodi di siccità questi terreni si contraggono originando fenditure verticali nel terreno stesso. Per aderenza, tali spostamenti vengono impressi anche alla fondazione che potrebbe lesionarsi, specialmente se costituita da muratura a diretto contatto con il suolo. In tal caso la lesione si propaga in

direzione delle strutture superiori. Alla vista, i bordi della lesione si corrispondono esattamente.



Lesioni provocate da tensioni di trazione conseguenti a cedimenti di traslazione orizzontale delle fondazioni.



Cedimento di roto-traslazione.



Cedimento di pura traslazione.

2.2.3.4 Lesioni di schiacciamento

Lo schiacciamento è sicuramente da ritenersi il fenomeno di dissesto più pericoloso perché i sintomi dapprima sono quasi impercettibili per poi manifestarsi rapidamente e, una volta innescatisi, esso evolve velocemente sempre in fasi più precarie, in particolar modo nelle murature a sacco.

Si verifica quando le tensioni nel materiale superano il limite di rottura e questo può essere imputato all'eccesso di carico, oppure al degrado delle malte per vetustà, a laterizi o pietre poco resistenti, o ancora, alla cattiva realizzazione delle murature.

I fenomeni di disgregazione delle malte sono molto frequenti, poiché le irregolarità del piano di posa creano concentrazioni di tensione che lesionano i giunti e spesso anche i mattoni. La rottura per schiacciamento del mattone avviene in quanto esso è sottoposto a compressione, per effetto della deformabilità della malta, e si manifesta sotto forma di fessure verticali ortogonali al giunto. Lo schiacciamento degli elementi strutturali, invece, può verificarsi sotto il peso proprio o a causa di eccesso di carichi concentrati e/o distribuiti. Generalmente, lo schiacciamento di una parete muraria segue sempre al manifestarsi di un rigonfiamento a circa metà altezza della parete.

Infatti, con riferimento ad esempio ad una muratura a sacco, un eccesso di sforzo di compressione provoca una deformazione che tende, inizialmente, a “spanciare” il materiale detritico presente nell’intercapedine per poi estendersi ai due paramenti interno ed esterno. La lesione si innesca inizialmente nella zona centrale dell’intercapedine perché essa costituisce la zona più tenera e meno resistente per poi estendersi ai paramenti che sono più rigidi e resistenti nei confronti dello sforzo agente.

Va detto che lo schiacciamento può manifestarsi anche in pareti murarie “piene” ed, in questo caso, il decorso del fenomeno è addirittura più veloce di quando esso si manifesta nella muratura a sacco. Ciò perché, mentre nella muratura a sacco il fenomeno presenta due fasi, la prima riguardante l’intercapedine interna

(muratura più "debole"), la seconda i paramenti esterni (muratura più "forte"); nel caso di muro pieno, il meccanismo fessurativo investe l'intera muratura venendo direttamente meno la muratura rigida e resistente.

Forse il primo, clamoroso, crollo documentato causato dal fenomeno di schiacciamento, è rappresentato dal caso del campanile di San Marco di Venezia avvenuto nel 1902.

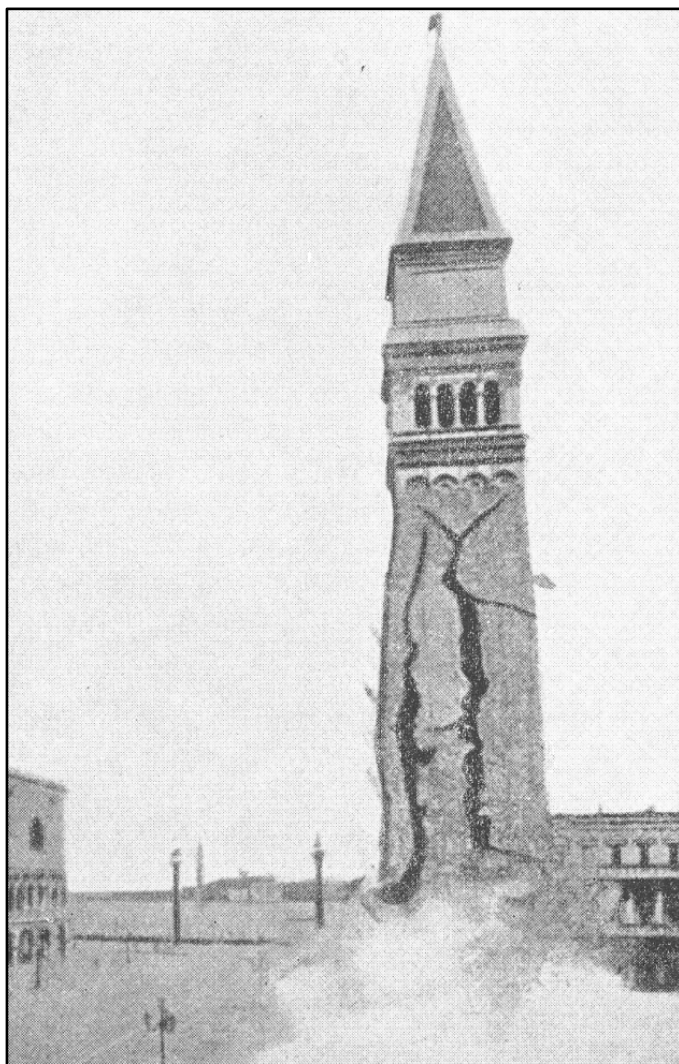
La costruzione su cui fu eretto il campanile ebbe in origine funzione di torre di avvistamento e di faro e venne iniziata nel IX secolo su un blocco di muratura di 3.70 metri di spessore con dimensioni in pianta di metri 13.00x13.00 appoggiato su pali in legno lunghi 1.50metri immersi in un terreno sabbioso con pelo libero della falda che lambiva la testa dei pali.

Alto 98,60 metri era uno dei campanili più alti d'Italia, chiamato dai veneziani "*El parón*" de casa (Il padrone di casa); aveva forma semplice e si componeva di una canna di mattoni, scanalata alta circa 50 metri, sopra la quale si trovava la cella campanaria, ad archi, sormontata da un dado, sulle cui facce erano raffigurati alternativamente due leoni andanti e le figure femminili di Venezia (la Giustizia). Il tutto completato dalla cuspide, di forma piramidale, sulla cui sommità, montata su una piattaforma rotante che funge da segnamento, era posta la statua dorata dell'arcangelo Gabriele.

La torre, già seriamente danneggiata nel 1489 da un fulmine, che ne distrusse la cuspide in legno, venne, poi, gravemente danneggiata da un terremoto nel marzo 1511, rendendo necessario l'avvio di opere di consolidamento.

Dopo alcuni interventi eseguiti sul paramento murario esterno, il 12 luglio fu rilevata la rottura di numerose "biffe" in vetro e una abbondante caduta di calcinacci. La sera del 13 luglio, tra il malumore della folla, non fu consentito un concerto della banda del 18° reggimento di Fanteria che si doveva tenere nella piazza. La mattina seguente di lunedì 14 luglio, alle ore 9.47, il campanile crollò.

Nella letteratura specifica è riportato che il crollo fu provocato dai notevoli cedimenti delle fondazioni così come risultò dai calcoli geotecnici eseguiti dagli studiosi del crollo (Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni - Cestelli Guidi vol.I ed. Hoepli). Su queste conclusioni, però, lo scrivente ha forti perplessità. Si evince chiaramente che le fratture, rilevabili dall'osservazione della foto di seguito riportata, manifestano un quadro fessurativo nel corpo murario del campanile attribuibile ad uno schiacciamento delle stesse e non ad un cedimento fondale.



Il campanile di S. Marco al momento del crollo.

Infatti, considerando un sistema di assi di riferimento x,y con asse delle ascisse orizzontale, quando una muratura è soggetta ai soli carichi verticali, lo stato tensionale è monoassiale e l'unica componente speciale di tensione diversa da zero è quella di compressione. In questo caso, le tracce dei piani di frattura sono perpendicolari alla minima tensione principale di compressione che è orizzontale. Le fratture che ne derivano, quindi, sono verticali congruentemente da quanto si rileva dalla foto del crollo. In pratica si osservano rilevanti fratture parallele alla direzione di compressione dovute alla dilatazione trasversale del corpo murario.



Il crollo così come documentato da un giornale dell'epoca.

Quanto sopra è avvalorato, ulteriormente, anche dal fatto che le fratture da schiacciamento, inizialmente, sono molteplici per poi raggrupparsi lungo le linee maggiormente sollecitate ove si palesano più ampie e numerose,

congruentemente a quanto osservabile dalla foto. La fase di crollo, inoltre, manifesta l'espulsione del materiale dal paramento murario, così come è ulteriormente e facilmente osservabile dalla foto del crollo.

Dunque, riprendendo il discorso, poiché le pareti murarie non sono mai omogenee né isotrope, il fenomeno di schiacciamento si manifesta essenzialmente in due “step” successivi, ma ben distinti. In teoria per una muratura il carico di rottura dovrebbe essere dato dall'elemento più debole (malta o pietra). Può accadere, però, che possa essere anche inferiore al minore dei due. Questo perché vi possono essere delle imperfezioni costruttive tra i conci di muratura o perché non si ha un legame sufficiente tra malta e pietra causando così un calo della resistenza del pannello murario.

Così, ad esempio, una ulteriore causa da non sottovalutare, che potrebbe indurre un fenomeno di schiacciamento anche in murature di nuova costruzione, è quella di eseguire murature in pieno inverno nelle giornate in cui si alterna il gelo ed il disgelo tra notte e giorno. In tal caso la malta “gelata” non riesce a far corpo con gli elementi lapidei e si sgretola anche facilmente con conseguente schiacciamento della muratura.

Alla stessa maniera, le malte di murature realizzate a giugno o luglio (in genere ad agosto il clima è più tollerante perché caldo umido), con temperature eccessivamente alte, esposte all'azione diretta dei raggi solari, tendono a polverizzarsi compromettendo la stabilità della struttura.

A prescindere da ciò, si può ritenere che il primo step sia legato all'attingimento della resistenza limite della malta, se meno resistente del materiale lapideo o laterizio, fattore a seguito del quale comincia a presentarsi polverulenta sfarinandosi anche ad una leggera pressione tra le dita: è questa la modalità con cui si manifesta la disgregazione della malta con uno schiacciamento in atto.

I giunti sottoposti al carico si riducono di spessore e l'intonaco subisce un accorciamento con conseguenti espulsioni “paramentali”.

Lo schiacciamento di una parete muraria si manifesta prima nella malta e poi negli elementi lapidei perché, generalmente, la resistenza della malta è sempre minore dei mattoni impiegati per la costruzione della muratura.

Ciò comporta che, sotto l'azione dello stesso peso, i due materiali si deformano diversamente e così, quando la muratura è soggetta ad un fenomeno di schiacciamento, le fratture si innescano lungo i ricorsi di malta.

Anche per le nuove costruzioni o nell'esecuzione di interventi di recupero, è richiesta la massima attenzione in fase di posa in opera delle pietre considerando una serie di accorgimenti tecnologici. Fondamentale è che le pietre siano bagnate singolarmente o, per essere più precisi, siano “lavate” ad evitare che la malta faccia corpo a sé. Occorre, dunque, far sì che i due materiali lavorino in maniera solidale garantendo la perfetta aderenza tra essi per impedire che si possa manifestare un fenomeno analogo a quello descritto poc'anzi.

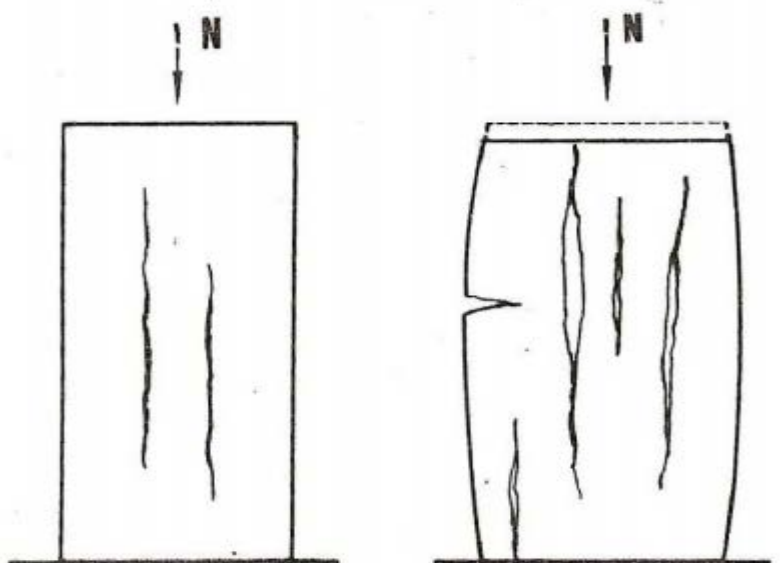
Qualora il tecnico abbia accertato che ci si trova in questo primo step, senza esitazione alcuna dovrà prendere gli opportuni provvedimenti, senza aspettare la rottura delle pietre costituenti la muratura poiché le conseguenze possono essere disastrose.

Il secondo “step” si manifesta con la rottura del materiale con o senza scoesione della malta. Questa rottura si verifica quando la malta ha la stessa resistenza dell'elemento lapideo oppure quando la resistenza a compressione della malta è superiore a quella dei mattoni lapidei. Ciò può verificarsi quando si usano malte di cemento.

In questo caso le fratture, invece di localizzarsi nelle connessioni o nei ricorsi della malta si manifestano con fratture nei mattoni.

Le fratture nei mattoni si manifestano anche quando la malta nei giunti orizzontali è completamente disgregata o lo spessore è ormai estremamente ridotto. Inizialmente gli elementi lapidei o laterizi presentano fratture di lieve o lievissima entità, multiple e parallele, tutte disposte nella direzione del carico. La lieve entità delle fessurazioni troppo spesso trae in inganno inducendo ad

ottimistiche conclusioni; ma in realtà in assenza di un tempestivo intervento il dissesto evolve velocemente inducendo il crollo con grande rapidità.



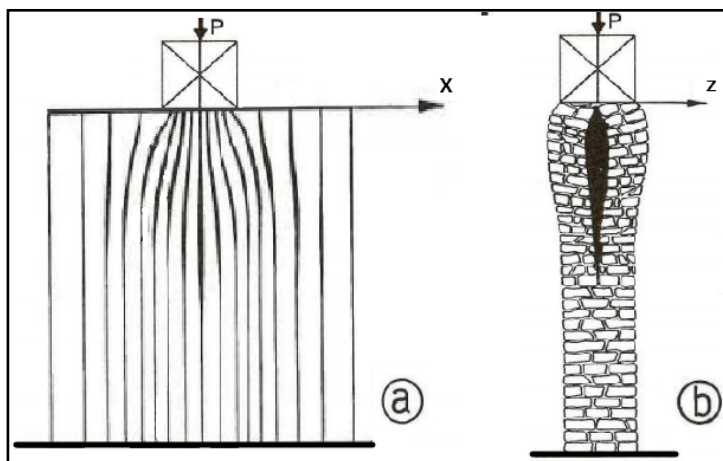
Evoluzione del fenomeno da schiacciamento.

Infatti il quadro fessurativo si unifica in fratture di notevole estensione che preludono al crollo del sistema murario talora congiuntamente a fratture orizzontali. La porzione muraria, svincolata da quelle adiacenti in virtù della lesione formatasi, viene espulsa generando così una riduzione della sezione reagente ed un conseguente incremento della tensione di compressione. Il fenomeno evolve così sempre più rapidamente: formazione della lesione, distacco ed espulsione del materiale esterno ad essa, riduzione della sezione reagente, incremento della tensione su di essa; e così via fino al crollo.

In entrambi gli “step” i segni di “sofferenza” si manifestano innanzitutto nei punti più sollecitati del fabbricato: piattabande, archi, volte, spigoli, angoli, spallette di porte e finestre.

Tra le cause che producono lo schiacciamento, oltre a quanto innanzi detto, va riportato anche lo schiacciamento localizzato che si manifesta per il notevole carico che insiste nelle zone di appoggio delle travi. In genere per l'azione di inflessione delle travi, in queste zone ove vi sono le testate delle travi, esse si

“slegano” dagli appoggi sulla muratura contemporaneamente al manifestarsi di un fenomeno di schiacciamento localizzato. I carichi concentrati inducono un fenomeno di schiacciamento con caratteristiche molto diverse per gli elementi murari e per i pilastri. Il carico localizzato sopra ad un setto murario, nella direzione longitudinale provoca lesioni nella sommità dell'elemento, subito sotto al punto di applicazione della forza. Le fessure assumono l'andamento delle isostatiche di pressione; infatti nelle zone superiori immediatamente sottostanti al contorno compresso hanno convessità rivolta verso la mezzeria del muro ed allontanandosi dall'area sollecitata, si assottigliano gradualmente come si vede nella figura.



a) andamento della fessurazione in direzione longitudinale;
b) fessurazione in direzione trasversale.

Nella direzione trasversale del muro, invece, si forma una frattura nel piano medio localizzata nelle regioni immediatamente sottostanti al carico; tale lesione è spesso evidenziata dal rigonfiamento paramentale caratteristico della pressoflessione e l'ingobbamento da inflessione si trova di poco al di sotto del ciglio superiore del muro.

I dissesti per schiacciamento dei pilastri sono più gravi di quelli dei muri continui perché quest'ultimi possono, a differenza degli altri, "trarre sollievo", almeno in una direzione, dalla collaborazione delle regioni murarie contigue non ancora toccate dal dissesto. Nei pilastri monolitici, fatti cioè di un unico blocco

di pietra, le fratture da schiacciamento prediligono le superfici interne verticali o inclinate di minor resistenza come le regioni con maggiori discontinuità della massa. Nel pilastri in muratura, le lesioni prediligono il tipo prismatico con fratture verticali a superficie di rottura variamente orientate, accertabili, in superficie dalle caratteristiche fessurazioni verticali, discontinue, alterne. Col progredire del cedimento anche le murature interne sono investite e il processo distruttivo volge velocemente verso gli stadi più precari.

Un recente esempio catastrofico di fenomeno da schiacciamento si è avuto nella sede della seconda università di Napoli Facoltà d'Ingegneria ad Aversa (vedi foto seguenti) ove per l'incremento di peso eccessivo (realizzazione di un masso in calcestruzzo R'ck 20/25, armato con rete elettrosaldata, non alleggerito di 15cm di spessore al di sopra di un preesistente e cospicuo masso sul vecchio solaio esistente) e per la eccessiva concentrazione di tensioni su di un pilastro in muratura, si è avuto un fenomeno di schiacciamento localizzato in testa al pilastro che ha condotto al crollo del solaio in ferro e voltine tufacee ed ovviamente del pilastro sottostante.



Residuo della zona crollata ove si nota lo schiacciamento localizzato in testa al pilastro “superstite” e la deformazione delle travi IPE sovrastanti.



Deformazioni del “colletto” in testa al pilastro e coppia di travi in ferro su cui scaricava il solaio crollato – si nota anche la traccia sul pilastro di una parete “demolita” prima del crollo.



Residuo pilastro crollato in cui si nota la cattiva “fattura” della muratura.

Questo tipo di dissesto è molto più frequente di quanto si creda. In genere viene provocato dalla ricostruzione di solai in c.a. a seguito dell’abbattimento di solai in legno e/o in ferro. Tale intervento comporta un aumento del carico che per murature non eccessivamente “buone” può determinare la crisi.

Lo stesso fenomeno può essere innescato da cedimenti differenziali di maschi murari di estremità a danno di quello centrale. Infatti in tal caso i maschi murari di estremità si “aggrappano” a quello centrale determinando un aumento del carico verticale su di esso perché tutto il carico dei solai si trasferisce gravando su quest’ultimo.

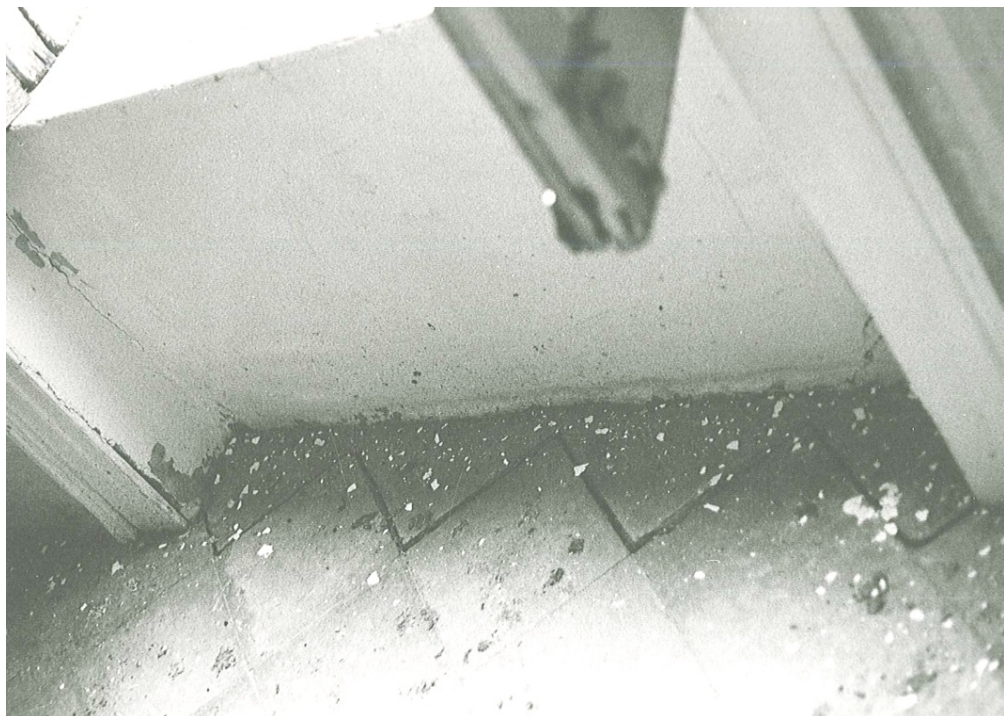
Va segnalato, ancora, che anche il sisma può innescare una procedura simile a quella precedente. Infatti l’evento sismico può mandare in crisi locale un maschio murario determinando la redistribuzione degli sforzi e quindi un aggravio di carico verticale sui restanti pannelli murari ancora resistenti.

Questo problema è particolarmente serio perché, essendo il primo rigonfiamento del muro quasi sempre impercettibile all’occhio non esperto e/o scambiato per una semplice imperfezione dell’intonaco, si può avere il collasso “improvviso” con conseguenze catastrofiche non intervenendo tempestivamente.

In presenza di piccoli rigonfiamenti, è opportuno, perciò, osservare la verticalità dei due paramenti della muratura posizionandosi tra porte e finestre, nonché fare un riscontro almeno con filo a piombo e livella e/o con metro laser di ultima generazione.

Quando si è certi di essere di fronte ad un fenomeno di schiacciamento, la prima cosa da fare, senza indugio, è quella di murare tutte le aperture incominciando dai piani bassi in modo da distribuire il carico su superfici più ampie, oppure di realizzare pannelli sandwich.

Unitamente alla lesione per schiacciamento in presenza di fenomeni sussultori, possono presentarsi ulteriori problemi. Infatti lo scuotimento sismico dei solai può comportare la perdita dell’appoggio. In questo caso è facile notare la presenza del “distacco” del solaio dal filo della muratura e/o la presenza di lesioni al livello del battiscopa o nel pavimento in corrispondenza degli appoggi, come si evince dalle seguenti foto ove ad ogni tentativo di sfilamento si vede il corrispondente dissesto all’estradosso ossia sul pavimento del solaio.



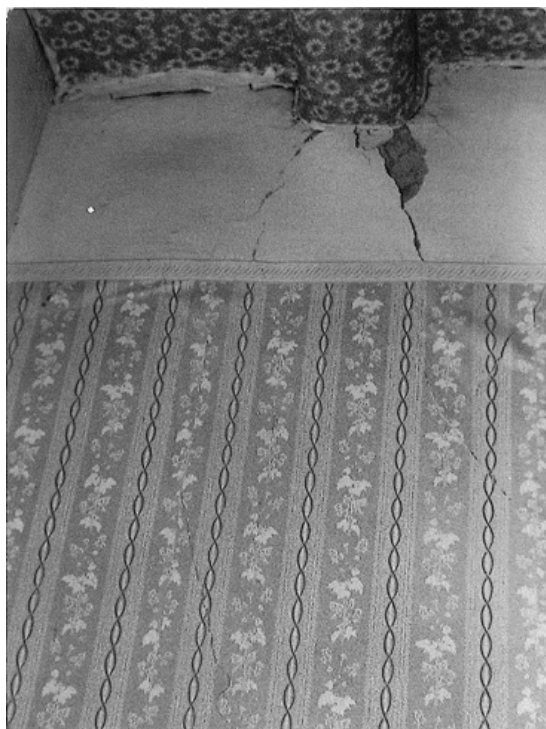
Dissesto estradosso solaio per tentativo di sfilamento travi sottostanti in corrispondenza di una finestra.



Tentativo di sfilamento dagli appoggi travi sottostanti.



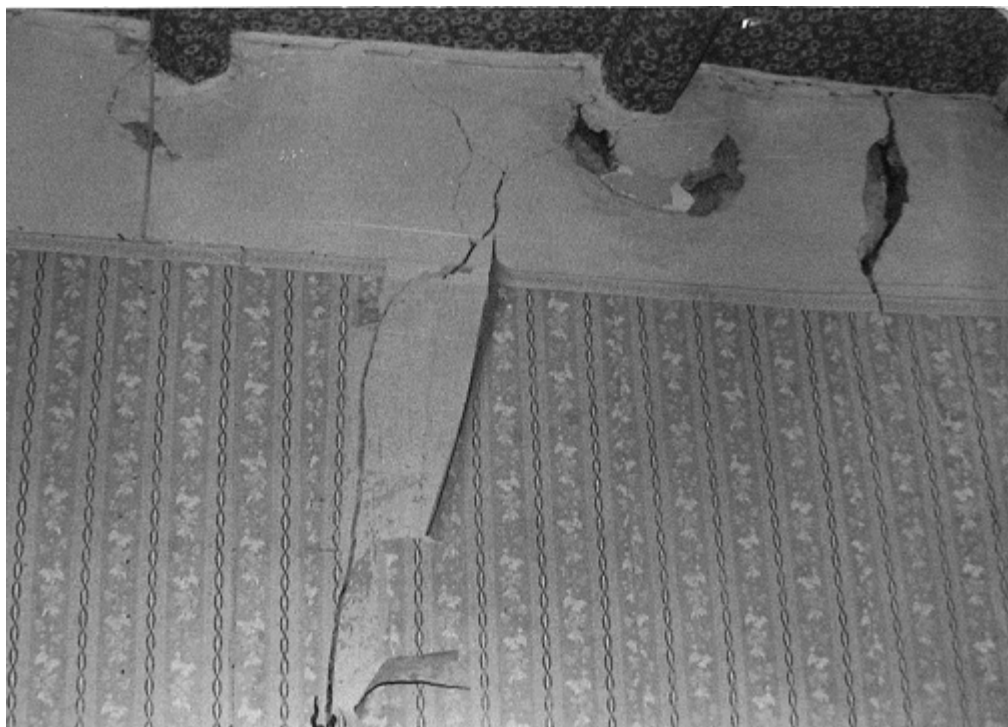
Dissesto estradosso solaio per tentativo di sfilamento travi sottostanti in corrispondenza di una porta.



Sfilamento trave sottostante porta, zona d'angolo.



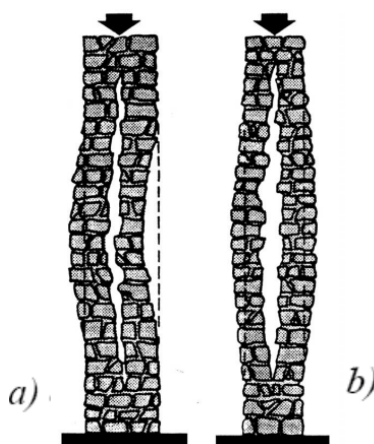
Dissesto estradosso solaio per tentativo di sfilamento travi sottostanti.



Tentativo di Sfilamento travi in legno sottostante solaio zona centrale.

2.2.3.5 Lesioni da pressoflessione

In presenza di pressoflessione, la rottura per compressione delle murature avviene prima che siano raggiunti i limiti di resistenza del materiale allo schiacciamento, a causa della sovrapposizione delle tensioni prodotte dalla flessione e dalla compressione. Questa tipologia di dissesto è strettamente correlata ai fenomeni di carico di punta ed è prodotta dalla presenza di un'azione di compressione non centrata rispetto alla sezione del muro. In presenza di zone meno caricate (tipicamente le zone immediatamente al di sopra dei fori finestra), è possibile invece notare lesioni orizzontali dovute alle tensioni di trazione prodotte dalla flessione. La principale causa perturbatrice capace d'indurre questo dissesto è l'eterogeneità dei moduli elastici che caratterizzano i materiali costituenti la muratura; essa determina, infatti, un'eccentricità dell'asse meccanico della membratura rispetto a quello geometrico, anche nel caso in cui quest'ultimo sia perfettamente verticale. Visivamente, la lesione caratteristica del dissesto da pressoflessione, si manifesta sotto forma di deformazione, caratterizzata dallo smembramento della compagine in due o più tronchi verticali separati da superficie di discontinuità irregolari con andamento medio parallelo ai paramenti.



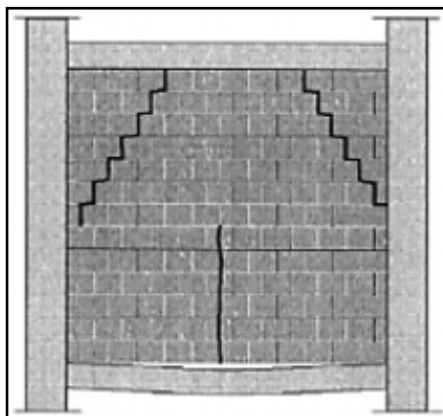
a) paramento con inflessione concorde;
b) paramento con inflessione discorde (Zevi, 2002).

Per effetto di questo dissesto i paramenti subiscono una inflessione concorde o discorde a seconda che le frecce d'incurvamento abbiano lo stesso senso o senso contrario. Nelle murature ordinarie di fabbrica si stabilisce, in genere, una sola superficie interna di discontinuità. Solo nei muri di grosso spessore le superfici di discontinuità sono più di una e il prisma murario si risolve in più di due elementi. La flessione iniziale comincia sempre dal paramento più resistente.

2.2.3.6 Lesioni relative e/o conseguenti alle strutture orizzontali

Solai:

In genere le lesioni connesse ad una eccessiva deformazione di un solaio sono localizzate in corrispondenza della mezzeria e presentano un andamento parallelo od ortogonale ai travetti, a seconda del tipo di solaio. Un'eccessiva deformazione dei solai, dovuta ad errori di progettazione o alla presenza di carichi elevati, può frequentemente condurre alla lesione dei tramezzi sovrastanti del piano superiore, con fratture ad andamento parabolico, completo o parziale. Spesso è anche possibile individuare quale/quali solaio/solai di interpiano sono responsabili delle lesioni interpretando la morfologia che caratterizza la manifestazione.



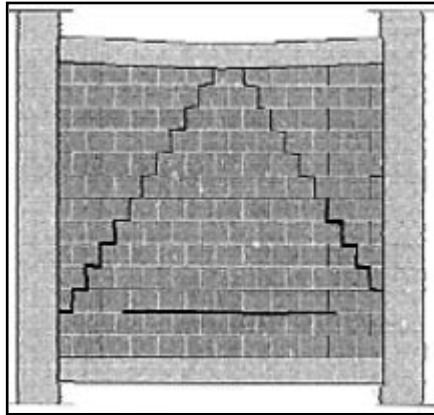
Schema indicativo di lesioni causate dalla deformazione del solaio inferiore.



Lesione causata dalla deformazione del solaio inferiore.



Frattura causata dalla eccessiva deformazione del solaio inferiore.



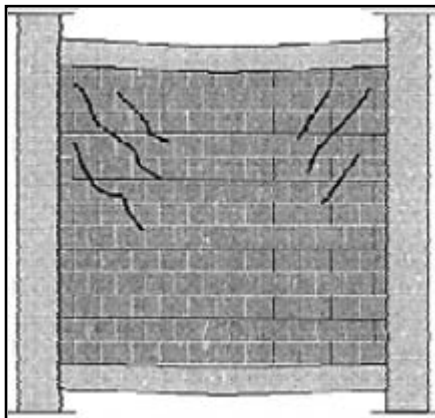
Schema indicativo di lesioni causate dalla deformazione del solaio superiore.



Lesione in corso di formazione causata dalla deformazione del solaio superiore.

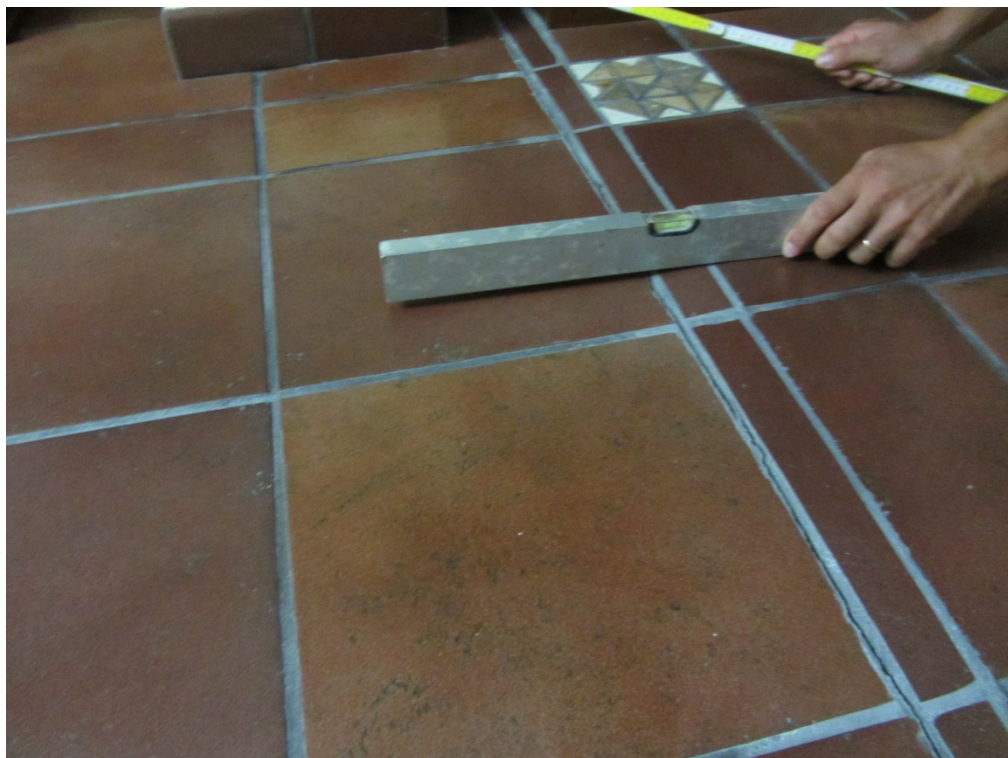


Lesione in fase di evoluzione causata dalla deformazione del solaio superiore.



Lesione causata dalla deformazione di solai che si deformano in maniera equivalente.

Va segnalato che spesso occorre verificare in modo “speditivo” la orizzontalità del solai e/o la complanarità delle superfici verticali su tramezzature soggette a dissesto (vedi foto seguenti).



Controllo speditivo della orizzontalità dei solai.



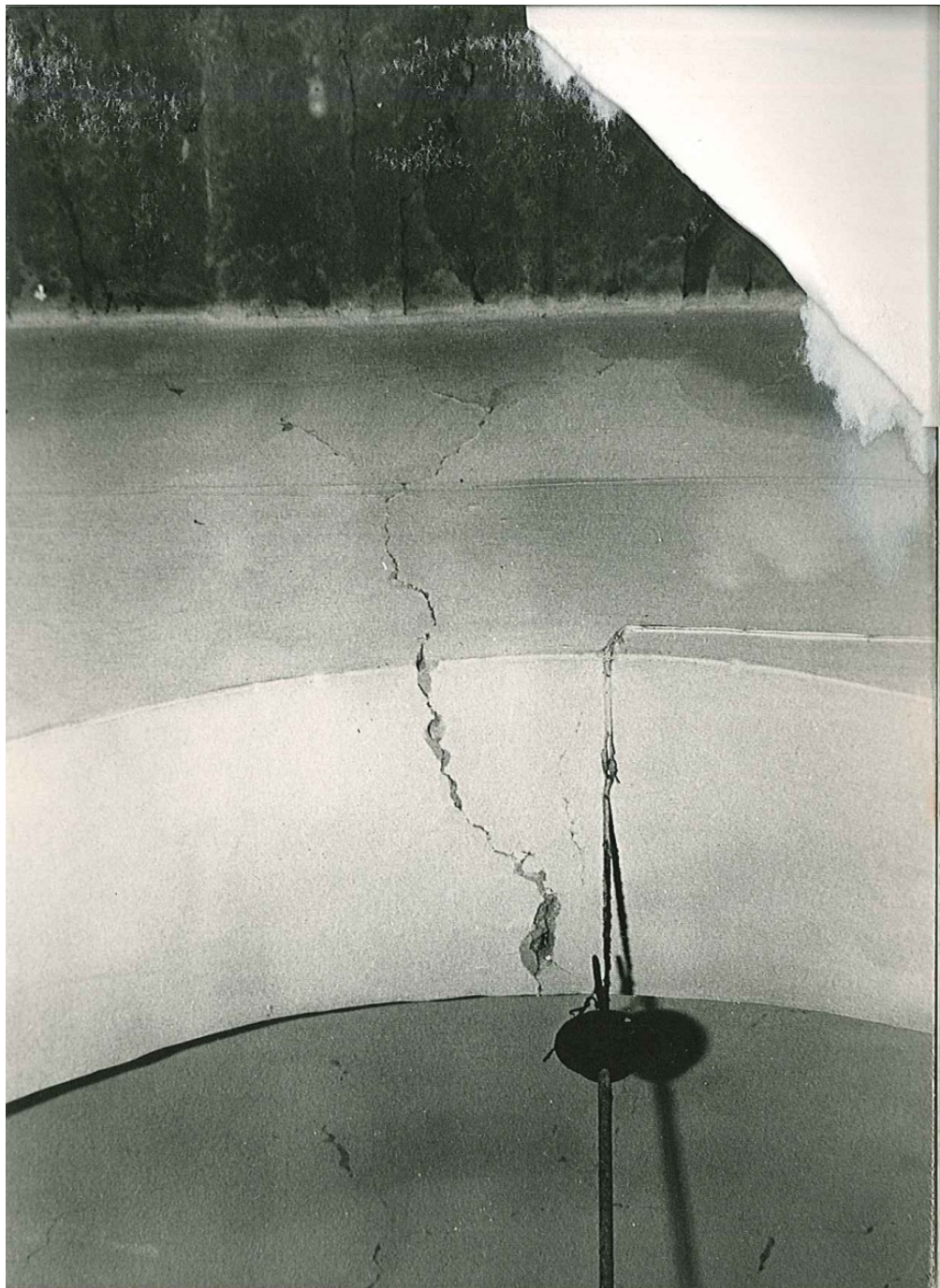
Controllo speditivo della complanarità di superfici verticali appartenenti a partizioni verticali soggette a dissesto.

Volte:

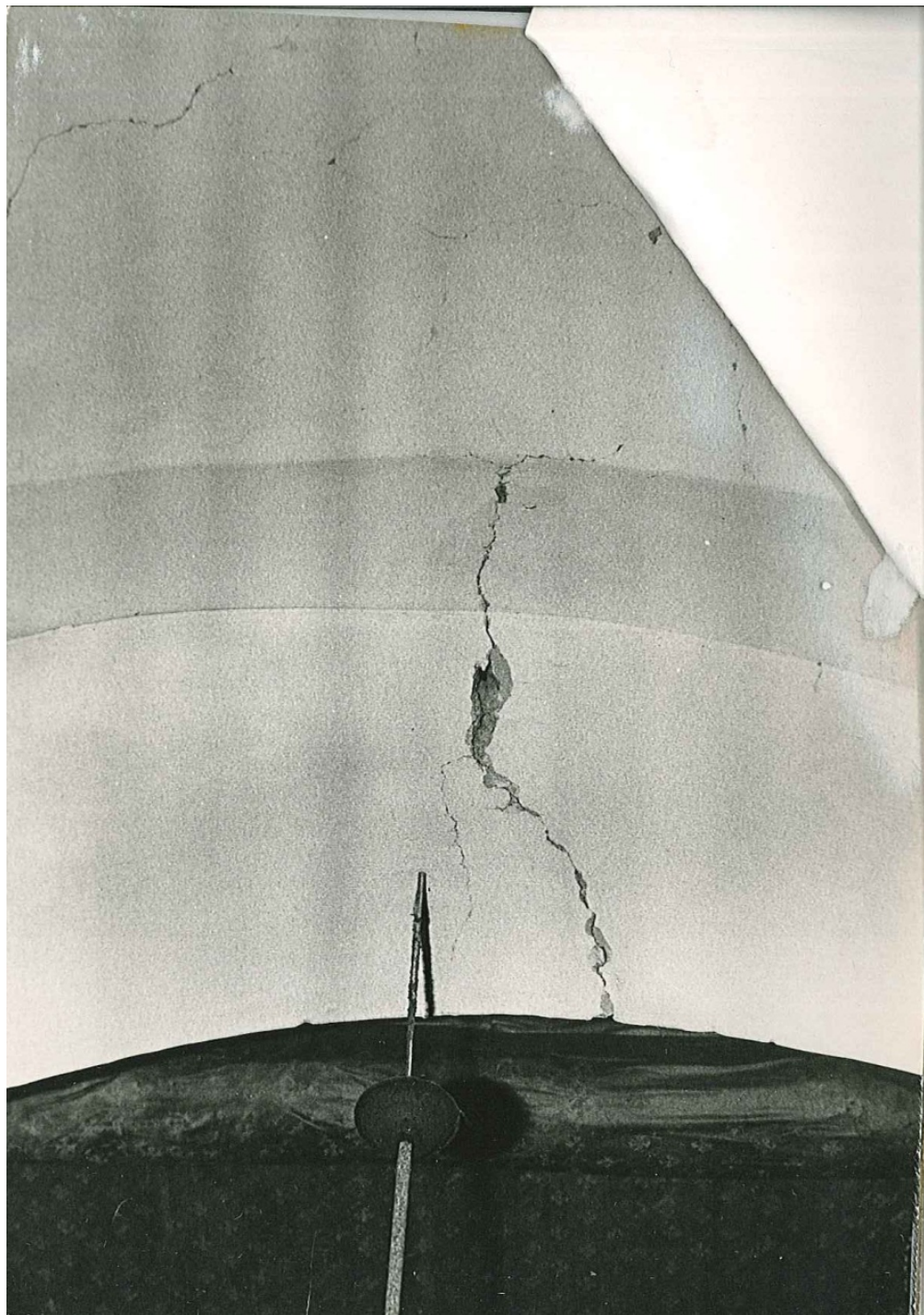
La variazione di forma o un aumento del valore dei carichi sovrastanti gli archi e le volte possono, oltre che danneggiare le strutture voltate stesse, produrre degli incrementi di spinta che causano dissesti in corrispondenza dei piedritti. Nelle strutture murarie può essere ravvisabile uno spanciamento del piedritto e della muratura sovrastante, non simmetrico rispetto al centro di spinta, in cui la parte superiore è più estesa quanto più i piani sono alti e l'azione di ritegno dei solai inefficace. In corrispondenza degli archi e delle volte possono presentarsi delle fratture localizzate in corrispondenza della sezione di chiave e alle reni.

Se queste fratture si sono formate sia alle reni che in chiave, risulta indispensabile puntellare (vedi foto seguenti) tutto l'arco perché si è in presenza della formazione dell'ultimo stadio di equilibrio statico essendo in presenza

della generazione di un arco a tre cerniere. Una ulteriore frattura produrrebbe un evento catastrofico perché il sistema diventerebbe labile.



Lesione in chiave lato six.



Lesione in chiave lato dex



Lesione al “rene” six .



Lesione al “rene” dex.



Puntellatura dell'arco di cui innanzi predisposta dallo scrivente.

Le cause di questi dissesti possono appunto essere:

- Variazioni di forma: sono in genere prodotte da una spinta eccessiva sui piedritti, che determina una loro divaricazione e un abbassamento in chiave della volta o dell'arco, oppure da un cedimento dei piedritti che può essere causato da schiacciamento o da dissesto delle fondazioni;
- Variazione di carichi: variazioni prodotte da eccessivi sovraccarichi (ad esempio a causa di variazione di destinazione d'uso o per la realizzazione

di tramezzature pesanti), da lavori di trasformazione interna o da sopralzi che inducono carichi non previsti nelle strutture voltate o nei piedritti preesistenti, possono essere fonte di dissesto; variazioni prodotte da eccessivo decremento dei carichi, come l'eliminazione della zavorra di rinfianco all'estradosso delle volte che può indurre un fenomeno di "depressione" nella volta.

2.2.3.7 Lesioni dovute ad azioni sismiche e/o vibratorie

I fenomeni vibratorii/sismici possono arrecare estesi danni alle strutture in muratura in funzione di intensità e frequenza ovvero alla rapidità di vibrazione. Le vibrazioni da traffico sono, ad esempio, caratterizzate da piccola ampiezza ed elevata frequenza, mentre a quelle corrispondenti al sisma sono associate ampiezze maggiori e frequenze ridotte. Le forze associate a questi fenomeni sono generalmente orizzontali. Ad eccezione del vento, che agisce attraverso la sua pressione sulle pareti che individuano l'involucro strutturale, le altre azioni vibratorie sono trasmesse alla struttura attraverso le sue fondazioni. A seconda che l'azione sia esercitata, rispetto i pannelli murari, nel loro piano o perpendicolarmente ad essi, gli effetti cambiano. La presenza di orizzontamenti rigidi nel proprio piano ha generalmente un effetto benefico relativamente al comportamento scatolare del fabbricato, migliorandone le capacità strutturali. Le lesioni caratteristiche associate ai moti vibratorii sono relativi alle azioni nel piano delle pareti ed hanno la caratteristica inclinazione a 45° e, nei casi di sisma più violenti, la conformazione a croce di Sant'Andrea (vedi foto seguenti).



Sisma Aquila – Aprile 2009.



Lesioni da sisma – novembre 1980.



Lesioni primarie e secondarie – novembre 1980.

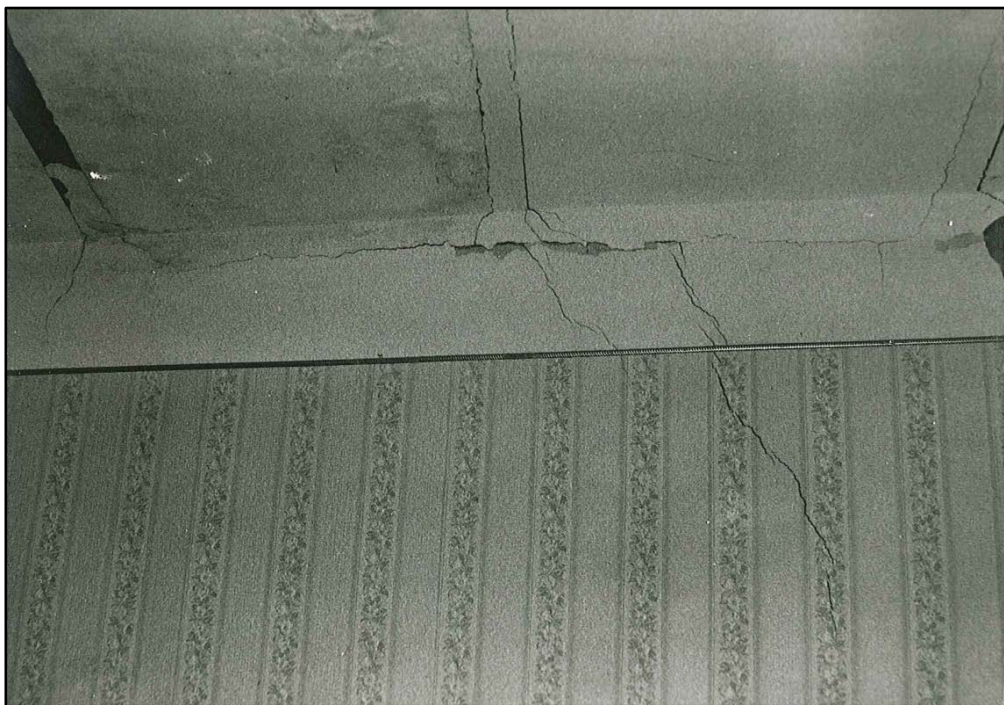


Crollo di muratura per eccessiva fratturazione a scossa primaria -novembre 1980.

Comunemente, gli edifici in muratura presentano quadri di dissesto di origine sismica catalogati in termini di meccanismi di collasso; ad esempio, la rotazione fuori piano della facciata. In presenza, poi, di solai in travi di legno o acciaio semplicemente “incastrate” nella muratura o di travi di copertura, è possibile che la parete di “appoggio” sia punzonata dalle travi stesse che, soggette all’azione sismica, agiscono come un “ariete” sulla struttura.



Effetto della presenza di travi in ferro sulla muratura durante un sisma - 1980.



Effetto della presenza di travi in ferro sulla muratura durante un sisma - 1980.

Più dannosa può presentarsi l'azione esercitata sulla struttura muraria dalle travi di copertura (vedi foto seguenti).



Sisma aprile 2009 Onna (AQ).



Sisma aprile 2009 Onna (AQ).



Fratture generate dalla prima onda sismica e da quelle successive.



Sisma Aprile 2009 - Aquila



Sisma Abruzzo - Aprile 2009



Sisma Abruzzo - Aprile 2009



Sisma Abruzzo - Aprile 2009



Sisma Abruzzo Aprile 2009



Sisma Abruzzo – Aprile 2009



Sisma Abruzzo – Aprile 2009



Sisma Abruzzo – Aprile 2009



Lesione da sisma, Visciano (NA).



Crollo delle volte a mezza botte rampante della scala, Visciano (NA).



Crollo delle volte a mezza botte rampante del corpo scala, Visciano (NA).



Lesioni in chiave all'arco della torre campanaria, Chiesa Madre, Afragola (NA).



Lesioni in chiave all'arco della torre campanaria, Chiesa Madre, Afragola (NA).



Lesioni in chiave di un'arcata della Chiesa Madre, Afragola (NA).

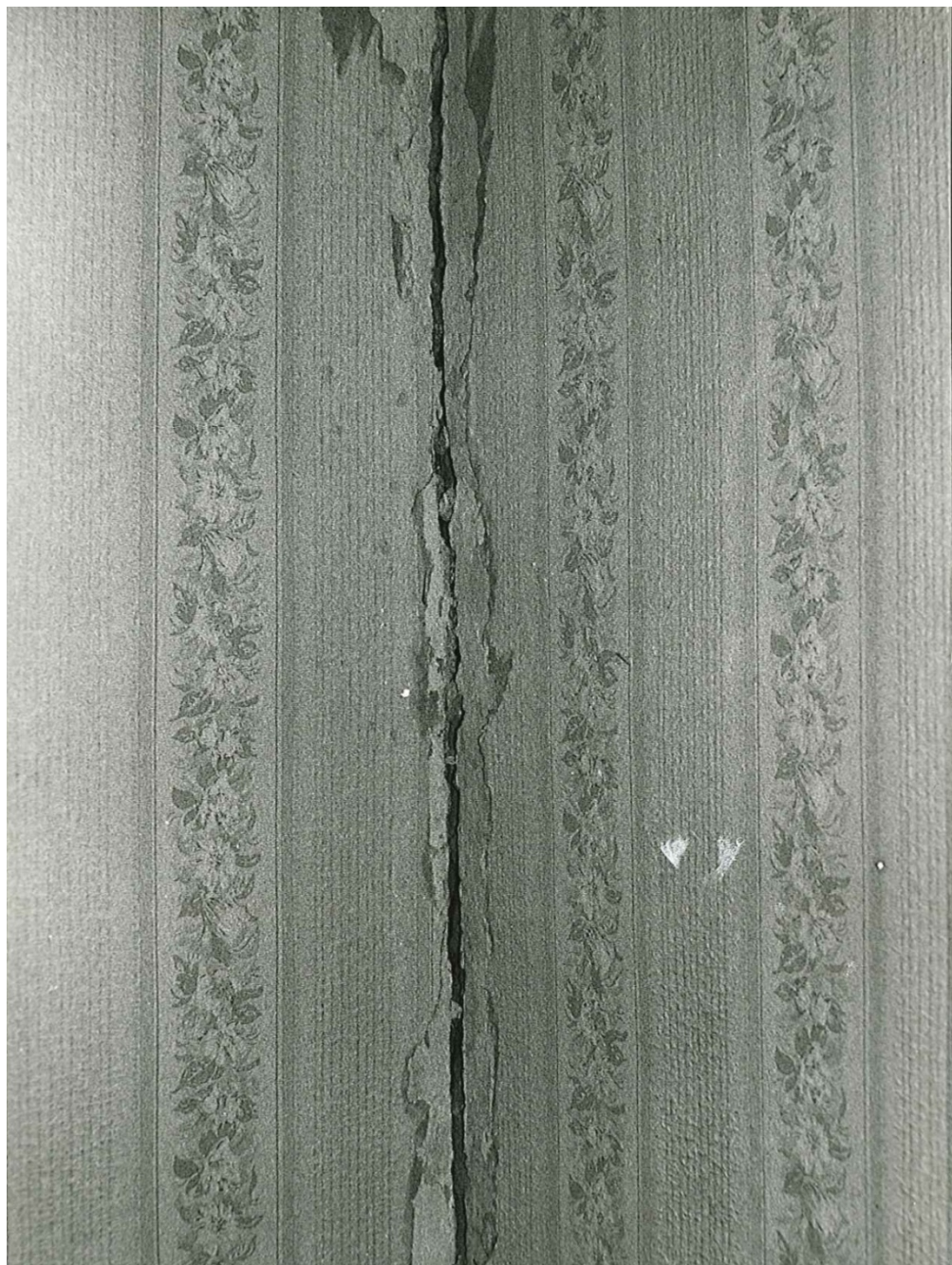


Lesioni in chiave di un'arcata della Chiesa Madre, Afragola (NA).

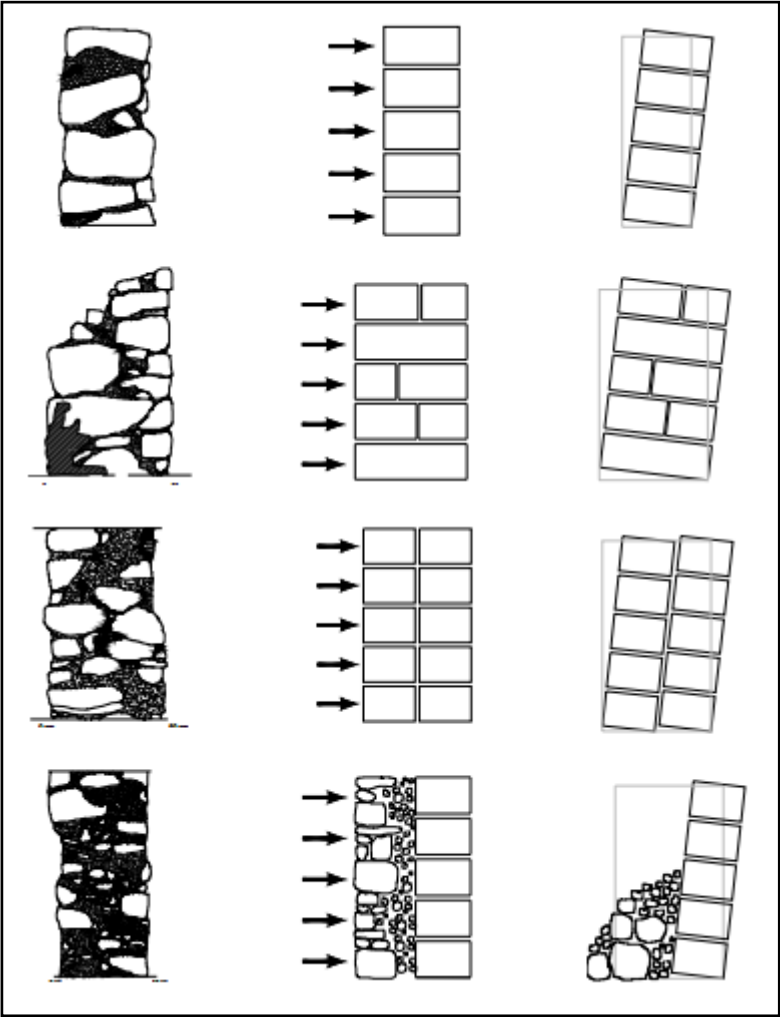
Infine, il terreno di fondazione può subire, in presenza di sisma ed altri fenomeni vibratorii, costipamenti e smottamenti che influiscono sulle strutture sovrastanti sotto forma di cedimenti fondali, provocando i dissesti conseguenti.

Nei paragrafi precedenti si è tentato di fornire una breve sintesi delle principali cause di dissesto e della modalità di manifestazione in via più generale possibile; va per questo motivo specificato che nella pratica professionale è molto facile imbattersi in uno scostamento tra la morfologia delle lesioni reali e quelle teoriche, differenza prodotta da anomalie costruttive, frequentemente presenti nelle strutture murarie. Tali anomalie possono essere ricondotte a tutte quelle opere di manutenzione, modifica, demolizione, o ampliamento che si sono succedute nel corso del tempo, oppure alla presenza di tecniche e/o materiali costruttivi scadenti. Un tipico esempio è quello relativo all'assenza di ammorsamenti murari fra pareti mutuamente ortogonali che generano lesioni strutturali (vedi foto seguente), come pure possono aversi delle lesioni orizzontali in corrispondenza dei giunti di malta delle murature, fenomeno attribuibile ad un comportamento anomalo intonaco/muratura.

Inoltre, sulla risposta sismica dell'edificio incide fortemente anche la tipologia di sezione trasversale delle pareti, a seconda che esse siano ad un unico o a più paramenti e della qualità delle connessioni tra gli stessi. Questa variabilità comporta una diversa risposta che può tanto più essere vicina a quella di "blocco rigido" piuttosto che di elementi che lavorano in maniera disgregata ed indipendente.



Sconnessione tra muri mutuamente ortogonali - 1980.



Influenza della tipologia di sezione muraria.



Dissesto da sisma 23-11-1980 Chiesa di San Vitaliano (NA)



Lesione in chiave ed al portale, 23-11-1980 Chiesa di San Vitaliano (NA).



Frattura da sisma 23-11-1980 torre orologio - San Vitaliano (NA).



Puntellatura e armatura in legno predisposta dallo scrivente, il giorno immediatamente dopo il sisma del 23-11-1980, per lavori di messa in sicurezza e riparazione della parrocchia di San Vitaliano (NA).

Il tutto fu eseguito con carpenteria in legno giacché il giorno successivo al sisma erano introvabili puntellature e/o ponteggi metallici.

2.3 VALUTAZIONE QUALITATIVA DELLA STABILITÀ SECONDO L'APPROCCIO CLASSICO

Nei paragrafi che seguono verranno presi in esame alcuni di quei metodi empirici che storicamente hanno caratterizzato l'attività professionale dei tecnici chiamati ad esprimersi sulla sicurezza strutturale di edifici interessati da fenomeni di dissesto e si prenderanno in considerazione le basi teoriche che hanno fatto loro da guida da un lato nella progettazione, dall'altro nella verifiche strutturali.

Per questo motivo si è ritenuto opportuno inserire, dapprima, quei contenuti difficilmente reperibili sui manuali professionali ma frutto, esclusivamente, dell'esperienza diretta, ed in secondo luogo si sono riportati quelli che sono stati lungamente impiegati come metodi di dimensionamento e verifica.

2.3.1 BREVI CENNI AI METODI EMPIRICI TRADIZIONALI

Al paragrafo 2.2.2.3 si è accennato al fenomeno di dissesto che, più di tutti, è fonte di preoccupazione per i tecnici operanti nel settore della valutazione della sicurezza strutturale, ovvero il dissesto da schiacciamento, e questo perché, come detto, tale fenomeno una volta innescatosi evolve sempre velocemente in fasi più precarie.

Per di più si tratta di un fenomeno la cui evoluzione assume spesso le caratteristiche della rottura fragile, impedendo, il più delle volte, un tempestivo riconoscimento di un crollo imminente. Non sono pochi i casi in cui il professionista viene chiamato ad operare in condizioni di urgenza, a seguito del manifestarsi delle prime lesioni e che a lui sia richiesto in tempi rapidissimi di esprimersi sulla agibilità o meno di un fabbricato. Si tratta di incarichi la cui gestione implica la presenza di un'estrema complessità di fattori, primo fra tutti garantire l'incolumità degli occupanti, qualora presenti, o degli operai, qualora il fenomeno si inneschi in fase di cantiere. È altresì da dirsi che un ad tecnico poco sicuro di sé possa apparire "comodo" esprimersi sempre e comunque per

l'inagibilità; scelta questa che, oltre ad essere eticamente e professionalmente discutibile, espone il/i proprietari dell'immobile a disagi inevitabili, fattore di cui un bravo tecnico non può esimersi dal tener in conto.

Oltretutto, la celerità richiesta in questi casi può non consentire il ricorso a campagne di indagini approfondite oltre che inevitabilmente costose che, paradossalmente, se anche fossero eseguibili, potrebbero rivelarsi inutili.

Alla luce di questi fattori si vuole, in questo paragrafo, illustrare alcune tecniche empiriche, eredità del bagaglio di esperienze in possesso dei tecnici del passato, che il ricorso allo smodato uso della tecnologia ha gradualmente consegnato alla memoria storica, spesso trascurata o, peggio ancora, ignorata nella formazione dei tecnici di oggi, troppo abituati ad un approccio distaccato allo studio degli edifici. Il frutto di questo inesorabile processo è la perdita di sensibilità nei confronti dell'organismo strutturale che andrebbe inteso in quanto tale e, quindi, in grado di comunicare a chi in possesso delle giuste conoscenze, indicazioni sul proprio stato di salute. Alla luce di queste considerazioni, intendo fornire quello che considero un prezioso contributo alle nuove leve trasmettendo quelle conoscenze che si possono conseguire solo con l'esperienza diretta.

Ad esempio, in casi di estrema urgenza è possibile fornire una prima qualitativa diagnosi utilizzando un semplice martello “a manico corto e testa pesante” chiamata “mazzola” dalle maestranze.

Infatti, il fenomeno da schiacciamento può essere individuato procedendo a colpire superficialmente la muratura e valutandone il suono ottenuto: in linea di principio alla percussione con un martello si avverte un suono cupo.

In tal caso il martello non rimbalza alla “battitura”. E’ bene segnalare che lo stesso suono si avverte in presenza di muratura costruita a “sacco” con “vango” vuoto per effetto del degrado della malta di riempimento per vetustà e ciò anche quando essa non ha uno schiacciamento in atto.

Questa procedura, utilizzata da un tecnico esperto, se pur empirica, produce sempre un accertamento rapido ed efficace conducibile su larga scala immediatamente su tutte le pareti murarie del fabbricato.

In pratica si procede in via speditiva ad eseguire la percussione della muratura.

Successivamente, se il primo esame ha dato esito positivo (suono cupo), si procede ad esaminare, in quegli stessi punti, lo stato delle malte: se la malta si “sfarina”, addirittura semplicemente esercitando pressione con le mani, allora la probabilità che sia in atto un fenomeno da schiacciamento è molto alta. Ovviamente è sempre preferibile accompagnare l’indagine “cantieristica” ad una verifica teorica speditiva a compressione semplice e/o a presso-flessione del setto murario e se sussistono le condizioni anche a carico di punta. Verifiche da eseguire direttamente sul posto senza indugio. Queste verifiche di calcolo vanno effettuate perché, nella maggioranza dei casi, lo schiacciamento avviene per deficienza dello spessore (sezione orizzontale) degli elementi murari. Vanno fatte, quindi, per avere immediatamente un’idea di massima sullo stato di salute del fabbricato, senza necessariamente ricorrere a metodi rigorosi perché in questo caso all’ingegnere interessa stabilire “macroscopicamente” le condizioni di sicurezza e le cause del fenomeno in atto.

A tale proposito, si è del parere che sarebbe opportuno conoscere i metodi di verifica di calcolo per le murature utilizzati nel passato per comprendere meglio il “presente” .

2.3.2 I CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA TRADIZIONALI

Alla luce di quanto detto nel paragrafo precedente, ponendo in rilevanza quanto significative risultino tuttora le tecniche di calcolo e verifica utilizzate nel passato sia per la stima speditiva della sicurezza sia per ogni intervento conservativo sull’eredità architettonica, essendo impensabile (a meno di casi particolari) applicare agli edifici in muratura già esistenti le idealizzazioni

strutturali della trave, del telaio e della lastra piana, tipici elementi delle costruzioni moderne, oltre che appropriato, è utile quanto meno conoscere come concettualmente hanno operato i progettisti dell'edificio su cui intervenire.

Lo stato di tensione delle sezioni resistenti di pilastri e pareti in muratura si studiava secondo i canoni della Scienza delle Costruzioni. Per elementi costruttivi già esistenti o isolati è opportuno, quindi, condurre la ricerca delle sollecitazioni determinando l'asse centrale dei carichi, ovvero la posizione che i carichi assumono lungo l'elemento oggetto di studio per poter determinare poi lo stato tensionale di questi solidi non resistenti a trazione.

Per quanto concerne, invece, il dimensionamento delle strutture verticali di edifici in muratura, la normativa italiana in vigore prima dell'introduzione delle nuove Norme Tecniche del 2008, consentiva un procedimento semplificato ed uno analitico. Il primo, più consono allo scopo di questo lavoro, viene affrontato brevemente di seguito, mentre il secondo viene rimandato a testi più specialistici.

Le norme del 2008 si riferiscono, essenzialmente, alla progettazione, esecuzione, collaudo e consolidamento di edifici in muratura riconducibili ad un sistema scatolare costituito da elementi strutturali collegati tra loro ed aventi solai piani tali da poter essere considerati infinitamente rigidi nel proprio piano. Esse, pertanto, non pongono la dovuta attenzione alla maggior parte degli edifici costruiti con solai in legno o ferro senza efficaci collegamenti tra murature e solai, così come venivano costruiti in passato.

Per tali edifici, come sono appunto quelli di antico impianto, pertanto, è molto più indicato lo studio dello stato tensionale tramite la ricerca dell'asse centrale dei carichi in quanto i loro muri hanno un comportamento a mensola, fermo restando che in ogni caso è opportuno utilizzare le norme attuali come riferimento metodologico.

In definitiva, possiamo affermare che per lo studio dello stato tensionale di pilastri e pareti in muratura, in generale, occorre seguire i canoni della Scienza delle Costruzioni e, per quanto riguarda gli edifici, possiamo dire che :

- lo schema a mensola è congruente con edifici aventi solai in legno o acciaio in assenza di provvedimenti in grado di compensare la loro ridotta rigidità ;
- le norme antecedenti alla Normativa del 2008, pur ammettendo la possibilità di adottare schemi di calcolo complessi, consentivano un calcolo convenzionale, semplificato od analitico, allorché si era in presenza di edifici scatolari per i quali i diaframmi orizzontali (solai) erano tali da essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, come quando si era in presenza di solai in latero-cemento ;
- l'effetto di vincolo dei solai è in ogni caso favorevole alla resistenza della muratura ;
- ricercare la posizione dei carichi lungo la verticale delle murature, pur non essendo giustificabile dalle norme, è la metodologia che fornisce la situazione riscontrabile in moltissimi fabbricati realizzati precedentemente alla loro entrata in vigore.

2.3.2.1 Tensioni nelle murature

La tensione a rottura di una costruzione in muratura varia ed è in funzione del tipo di malta usato come legante e degli elementi resistenti della muratura stessa. Tali elementi resistenti possono essere in pietra naturale (es. in conci di tufo) ed artificiali (laterizi e calcestruzzo). Per i primi occorre accertare che non siano friabili e/o sfaldabili, siano privi di residui organici, di cappellaccio, di sostanze solubili, di parti alterate o facilmente rimovibili e sufficientemente resistenti sia all'asciutto che bagnati, oltre a presentare una buona adesività alla malta. Per i

secondi, oltre ad assicurarsi che siano privi di taluni difetti già menzionati e riscontrabili negli elementi naturali, è indispensabile classificare il tipo di blocco che funge da elemento resistente in quanto da esso dipende l’assunzione dei parametri da porre alla base delle verifiche.

Gli elementi resistenti artificiali possono essere realizzati in laterizio normale o alleggerito ed in calcestruzzo normale od alleggerito e ciascuno può essere definito pieno, semipieno o forato a seconda della percentuale di foratura φ presente nell’elemento

$$\varphi = \frac{100 \cdot F}{A}$$

e dell’area media di un foro f (come riportato nel seguente prospetto di classificazione) avendo indicato con F l’area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti e con A l’area lorda della faccia forata delimitata dal suo perimetro.

CLASSIFICAZIONE DEI BLOCCHI			
	in laterizio		in calcestruzzo
pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 9\text{cm}^2$	$\varphi \leq 15\%$
semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 12\text{cm}^2$	$15\% < \varphi \leq 45\%$
forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 15\text{cm}^2$	$45\% < \varphi \leq 55\%$

Per quanto riguarda la trattazione delle muratura con pietre di tufo, cioè pietre naturali squadrate generalmente utilizzate nei nostri luoghi, la tensione a rottura può variare dai 30kg/cm² (0.3N/mm²) ai 120kg/cm² (12N/mm²). Poiché la resistenza della malta è di gran lunga inferiore a quella della pietra usata, è indispensabile ridurre al minimo lo spessore di malta da impiegare. Lo spessore consigliato è di circa mezzo centimetro, a condizione che le pietre vengano prima lavate per rendere il mezzo centimetro di malta pienamente efficace, come ricorderemo anche nel capito dedicato agli interventi di recupero.

Da un punto di vista di calcolo, le murature si possono considerare come solidi non resistenti a trazione, in quanto proprio per la loro natura composita sono

caratterizzate da una buona resistenza a compressione, ma da una scarsa resistenza a trazione, così modesta da poter essere considerata trascurabile. Per questo motivo le verifiche a cui vengono sottoposte sono quelle previste per tali solidi resistenti solo a compressione.

Prima dell'approccio prestazionale introdotto dalla normativa semiprobabilistica agli stati limite, la sicurezza strutturale era valutata in funzione delle tensioni ammissibili dei materiali strutturali. Si faceva, convenzionalmente, corrispondere la crisi della struttura, all'attingimento del valore di tensione considerato ammissibile, nel punto di massima sollecitazione dell'elemento più sollecitato.

Le tensioni ammissibili delle murature risultavano funzione delle pietre e della malta legante; queste tensioni sono da considerarsi un'aliquota della massima resistenza, (oltre la quale c'è il collasso) che hanno queste murature nel momento in cui vengono sottoposte a prove di compressione in laboratorio.

La normativa sulle murature, a tal proposito, fissava i valori delle tensioni ammissibili da utilizzare in funzione delle corrispondenti tensioni caratteristiche f_k (a compressione) e f_{vk} (a taglio) ed applicando ad esse un coefficiente di sicurezza pari a 5 si ottenevano le corrispondenti tensioni ammissibili

$$\bar{\sigma}_m = \frac{f_k}{5}, \quad \bar{\tau}_m = \frac{f_{vk}}{5}.$$

Quando si era in presenza di elementi murari aventi sezione A inferiore a 3200cm^2 , la tensione ammissibile a compressione, inoltre, anche se non espressamente imposto dalla normativa, veniva ulteriormente ridotta tramite la relazione:

$$\bar{\sigma}'_m = \bar{\sigma}_m \left(0.75 + \frac{A}{12800} \right) \text{ con } A \text{ espressa in } \text{cm}^2.$$

Le resistenze caratteristiche prima menzionate potevano essere determinate mediante prove normalizzate su campioni di muratura oppure tramite le tabelle

riportate in seguito (purché in presenza di giunti di malta con spessore compreso tra i 5 e 15mm) con $f_{vk} = f_{vko} + 0.4\sigma_n$ ove f_{vko} è la resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali e σ_n è la tensione normale media presente nella sezione di verifica per effetto dei carichi agenti.

Per le murature in elementi resistenti forati, invece, l’uso delle tabelle non era consentito e per gli elementi artificiali semipieni e forati si doveva verificare anche che $f_{vk} \leq 1.4f_{bk}$ in cui f_{bk} è la resistenza caratteristica a compressione dell’elemento.

In seguito sono riportate le tabelle relative ai tipi di malta ed alle resistenze caratteristiche così come erano riportate dalla normativa:

TIPI DI MALTA E LORO COMPOSIZIONE IN VOLUME						
		COMPOSIZIONE				
CLASSE	TIPO DI MALTA	CEMENTO	CALCE AEREA	CALCE IDRAULICA	SABBIA	POZZOLANA
M4	IDRAULICA			1	3	
M4	POZZOLANICA		1			3
M4	BASTARDA	1		2	9	
M3	BASTARDA	1		1	5	
M2	CEMENTIZIA	1		0.5	4	
M1	CEMENTIZIA	1			3	

Resistenza caratteristica f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni in Mpa (1Mpa=1N/mm²=10kg/cm²)				
f_{bk}	Classe della malta			
	M1	M2	M3	M4
2	1.2	1.2	1.2	1.2
3	2.2	2.2	2.2	2.0
5	3.5	3.4	3.3	3.0
7.5	5.0	4.5	4.1	3.5
10	6.2	5.3	4.7	4.1
15	8.2	6.7	6.0	5.1
20	9.7	8.0	7.0	6.1
30	12.0	10.0	8.6	7.2
40	14.3	12.0	10.4	

Resistenza caratteristica f_k per murature in pietra naturale squadrata in Mpa (1Mpa=1N/mm²=10kg/cm²)				
	Classe della malta			
f_{bk}	M1	M2	M3	M4
1.5	1.0	1.0	1.0	1.0
3	2.2	2.2	2.2	2.0
5	3.5	3.4	3.3	3.0
7.5	5.0	4.5	4.1	3.5
10	6.2	5.3	4.7	4.1
15	8.2	6.7	6.0	5.1
20	9.7	8.0	7.0	6.1
30	12.0	10.0	8.6	7.2
≥ 40	14.3	12.0	10.4	

Resistenza caratteristica f_{vko} a taglio per murature in elementi artificiali in laterizio pieni o semipieni in MPa		
f_{bk}	tipo di malta	f_{vko}
≤ 15	M1-M2-M3-M4	0.2
> 15	M1-M2-M3-M4	0.3

Resistenza caratteristica f_{vko} a taglio per murature in elementi artificiali in calcestruzzo pieni o semipieni in MPa		
f_{bk}	tipo di malta	f_{vko}
> 3	M1-M2-M3	0.2
> 3	M4	0.1
≤ 3	M1-M2-M3-M4	0.1

Resistenza caratteristica f_{vko} a taglio per murature in pietra naturale squadrata in MPa		
f_{bk}	tipo di malta	f_{vko}
> 3	M1-M2-M3	0.2
> 3	M4	0.1
≤ 3	M1-M2-M3-M4	0.1

2.3.2.2 Instabilità dei muri

Le tensioni ammissibili stabilite dalla normativa con i criteri innanzi riportati, erano da impiegarsi in caso di carico centrato su elemento tozzo, non snello, per cui se il pannello di muratura in esame è snello, queste tensioni ammissibili devono essere ulteriormente ridotte, e ciò sia quando il pannello è snello e sia quando c'è un'eccentricità di carico.

Ci dobbiamo, pertanto, preoccupare anche del problema dell'instabilità delle strutture murarie che, da un punto di vista teorico, presenta non poche difficoltà e comunque viene affrontato in modo approssimato. A tale proposito le norme davano indicazioni solamente per i setti murari di edifici scatolari riconducibili ad un calcolo convenzionale che faceva riferimento ad uno schema a cerniere (che per il momento esula dalla nostra trattazione) ma nulla dicevano su come tener conto degli effetti instabilizzanti che possono verificarsi su elementi murari del tutto generici. In questo paragrafo affrontiamo il problema in via generale, fermo restando che la metodologia riportata è comunque congruente con la verifica di instabilità prescritta dalle norme su menzionate, ove le tensioni provocate dai carichi vengono maggiorate utilizzando un coefficiente che è funzione della snellezza e di un coefficiente di eccentricità.

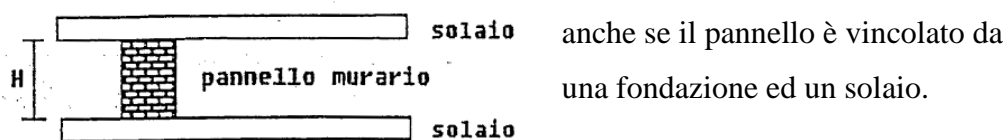
La snellezza λ (lambda) è il rapporto tra l'altezza h e lo spessore s

$$\frac{h}{s} = \lambda \quad \text{coefficiente di snellezza lambda}$$

in cui h è l'altezza virtuale ed s è lo spessore virtuale (“ s ” viene anche indicato con la lettera “ t ”).

L'altezza virtuale è la lunghezza libera d'inflessione del pannello murario, ed essa dipende dalle condizioni di vincolo del pannello stesso.

Se, per esempio, tale pannello di muratura è vincolato tra due solai come mostra la figura si assumerà un'altezza h pari all'altezza effettiva della muratura cioè H :

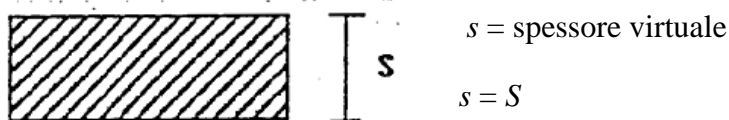


In effetti, in tali condizioni l'altezza virtuale corrisponde alla lunghezza libera d'inflessione di un solido incernierato alla base ed alla estremità; quindi, come si può ben capire, lo schema statico è quello di un solido incernierato-incernierato.

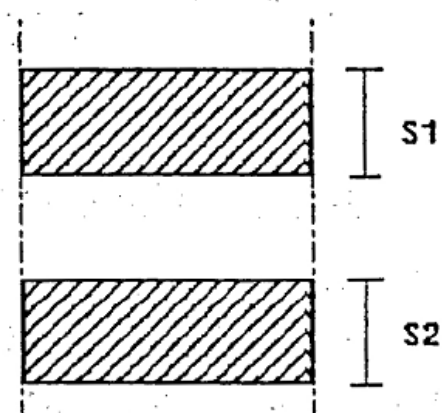
Se invece il muro è libero all'estremità, come altezza virtuale prenderemo $h = 2H$ in cui H è l'altezza del muro ed il corrispondente schema statico sarà quello di un solido incastrato alla base e libero in sommità.

Lo spessore virtuale " s " invece va assunto in relazione alla sezione trasversale del muro, a seconda se il pannello murario è pieno, a camera d'aria, con lesene, oppure irrigidito con muri trasversali.

Lo spessore s virtuale da usare sarà:



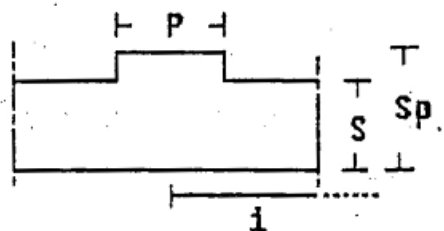
questo nel caso in cui il muro è pieno;



quando invece ci troviamo in presenza di un muro realizzato con camera d'aria, lo spessore virtuale sarà:

$$s = \frac{2}{3} (S1 + S2)$$

se invece il muro presenta delle nervature o lesene, lo spessore virtuale s sarà :



P = spessore nervatura

i = interasse tra una nervatura e l'altra.

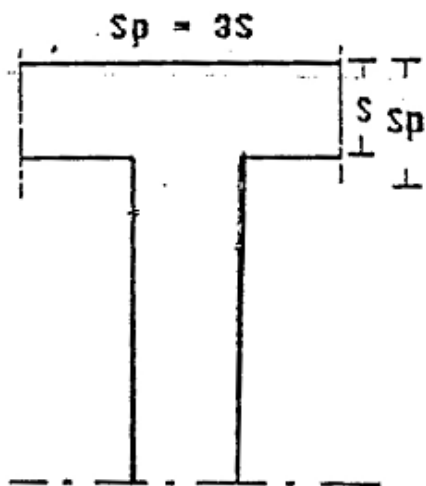
$s = K \cdot S$ in cui K è un coefficiente di maggiorazione ed è tabellato.

E' risaputo che i muri con nervature sono più rigidi di quelli senza e, quindi, ai fini dei calcoli si può considerare una S più grande, ossia amplificandola col fattore K ; per cui anche se s non lo amplifichiamo, ciò non implica nulla sulla sicurezza del manufatto.

In conclusione k è un fattore amplificativo.

C'è anche il caso in cui ci troviamo a considerare un fattore di riduzione anziché di amplificazione, e ciò si verifica quando siamo in presenza di murature in cui esiste l'effetto combinante della snellezza con l'eccentricità.

Il fattore maggiorativo K lo si considera anche quando verifichiamo muri portanti ove al posto delle nervature troviamo muri trasversali:



$$Sp = 3 \cdot S$$

$$s = K \cdot S$$

- per il valore di K vedi tabella.

Logicamente, questi parametri virtuali (h ed s) sono necessari per la verifica di muri portanti o anche per muri che non sostengono nulla ma che sono soggetti all'azione del vento o all'azione sismica.

Passiamo ora ad esaminare il valore amplificativo " K ".

Esso è funzione dei seguenti parametri:

$$K = f(i/P ; Sp/S)$$

i = interasse nervature

P = spessore nervature

per cui si riporta la seguente tabella (1):

coefficiente amplificativo $K = f(i/P ; Sp/S)$				
	Sp/S	1	2	3
i/P				
6		$K=1.0$	$K=1.4$	$K=2.0$
10		$K=1.0$	$K=1.2$	$K=1.4$
20		$K=1.0$	$K=1.0$	$K=1.0$

Logicamente se i/P e pure Sp/S non sono compresi tra i numeri noti, sceglieremo un coefficiente amplificativo che deve essere il minore tra quelli associabili al nostro caso in esame.

Un esempio chiarirà meglio il concetto:

per $i/p = 8$ e per $Sp/S = 2.5$ assumeremo un i/p pari a 10 ed un Sp/S pari a 2 per cui la scelta di K sarà fatta in corrispondenza dei valori 10 e 2 ovvero nel caso specifico sarà pari a 1.2 (questo naturalmente è una scelta approssimata del valore di K).

Per una scelta più precisa basta effettuare una interpolazione lineare.

Esempio:

Interpolazione lineare per determinare K in corrispondenza di $Sp/S=2.5$

$$(3-2) : (2-1.4) = (2.5-2) : x$$

$$x = \frac{0.6 \cdot 0.5}{1}$$

$$x = 0.3$$

quindi il nostro K in corrispondenza di 2.5 ci è dato da $1.4+x$

$$1.4 + 0.3 = 1.7$$

L'interpolazione per $Sp/S = 2.5$ e $i/p = 10$ dà un K pari a 1.3

Andiamo ora a ricavarci sempre per interpolazione lineare il K in corrispondenza di $i/p = 8$ e $Sp/S = 2.5$ esso sarà:

$$(10-6) : (2-1.4) = (8-6) : x$$

$$x = \frac{0.6 \cdot 2}{4}$$

$$x = 0.3$$

quindi il K in corrispondenza del rapporto $I/p = 8$ sarà

$$K = 1.3 + 0.3 = 1.6$$

Si ricorda che questi K sono approssimati perché derivanti da valori approssimati ossia quelli della tabella. Nella pratica professionale, quindi, il fattore amplificativo K lo si ricerca come nel primo caso trattato, ove il K risultava pari a 1.2. Ricapitolando, il coefficiente amplificativo K lo si introduce nel calcolo quando si devono verificare muri con nervature di controvento.

Se, invece, ci troviamo in presenza di snellezza del muro (cioè quando il muro è snello) bisogna applicare un coefficiente riduttivo della σ_{amm} il quale diventa più penalizzante quando alla snellezza è unita l'eccentricità dei carichi.

Se per esempio abbiamo una σ_{amm} su un elemento tozzo che sia 5kg/cmq. applicando il coefficiente riduttivo (C.R.) 0.6 si avrà:

$$(C.R.) \cdot (\sigma_{amm}) = 0.6 \cdot 5 = 3 \text{ kg/cm}^2 \text{ (0.3N/mm}^2\text{)}$$

Per la ricerca del coefficiente riduttivo C.R. utilizziamo la seguente tabella(2):

coeff.di snellezza	coefficiente di riduzione C.R.			
h/s	$e=0$	$e/s=1/6$	$e/s=1/3$	$e/s=1/2$
6	1.00	1.00	0.98	0.97
8	0.92	0.92	0.87	0.85
10	0.84	0.82	0.76	0.73
12	0.76	0.72	0.65	0.60
14	0.67	0.62	0.54	0.48
16	0.58	0.52	0.42	0.35
18	0.50	0.42	0.30	0.23
21	0.47	0.38	0.25	0.17
24	0.44	0.34	0.19	0.11

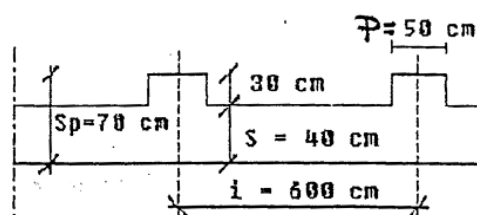
E' chiaro che, per i valori non compresi nella tabella, i rispettivi coefficienti riduttivi si ricavano effettuando delle interpolazioni con i valori noti nella tabella, altrimenti il coefficiente lo si ricava approssimativamente scegliendolo fra i valori che più si approssimano al nostro; logicamente conviene scegliere sempre il valore minore a ragione di sicurezza.

In ogni caso questi concetti sicuramente saranno più chiari con un'applicazione esemplificativa:

Esempio applicativo -

Supponiamo di avere un muro di tufo con tensione ammissibile $\sigma_{amm}=3\text{kg/cm}^2$ (0.3N/mm^2).

Questa σ_{amm} è valida nel caso di muratura tozza soggetta a carico di compressione centrato. Vediamo invece quale σ_{amm} dobbiamo usare nel caso in esame, avendo il nostro muro le seguenti caratteristiche:



Supponiamo di avere una eccentricità uguale a zero

$$e = 0$$

$H = 3.50 \text{ m}$ (libero in sommità)

CAPITOLO2. Conoscere il passato: presupposto per lo studio del presente

Essendo il muro munito di nervature, per il calcolo dello spessore virtuale s del muro, dobbiamo prima calcolare il coefficiente amplificativo K .

$$i/P=600/50=12 \ ; \ Sp=40+30=70 \text{ cm.}$$

$$Sp/S=70/40=1.75.$$

Per il calcolo di K utilizziamo la tabella (1) effettuando una doppia interpolazione.

Per $i/P=10$ e per $Sp/S=1$ $K=1.00$

" " " " = 1.75 $K_1=?$

" " e per $Sp/S=2$ $K=1.20$

- calcolo di K_1 con interpolazione lineare -

$$(2-1):(1.20-1)=(1.75-1):x$$

$$x=0.20\cdot0.75/1 \ ; \ \text{cio\`e } x=0.15$$

$$K_1=1.00+0.15=1.15$$

Per $i/P=20$ e per $Sp/S=1$ $K=1.00$

" " " " = 1.75 $K_2=1.00$

" " e per $Sp/S=2$ $K=1.00$

non c'è bisogno di interpolare in quanto K è una costante.

Andiamo a ricostruire la tabella :

i/p	$Sp/S=$	1	1.75	2
10		1.00	1.15	1.20
	12		$K=?$	
20		1.00	1.00	1.00

interpolando:

$$(20-10):(1.15-1)=(12-10):x$$

$$x = 0.15 \cdot 2/10 ; x = 0.03$$

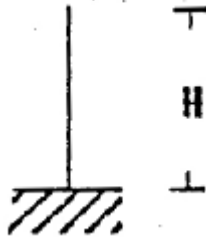
$$K = 1.15 - 0.03 = 1.12$$

$$\text{In definitiva } K = 1.12$$

Lo spessore virtuale risulta quindi:

$$s = K \cdot S = 1.12 \cdot 40 = 44.8 \text{ cm.}$$

Essendo il muro libero in sommità, lo schema risulta:



per cui la lunghezza libera d'inflessione sarà pari a $2H$ e di conseguenza l'altezza virtuale del muro la assumeremo pari a $h = 2H = 2 \cdot 3.50 = 7.00$ metri.

Fin qui abbiamo visto che per effetto della nervatura, si è utilizzato un coefficiente amplificativo K per calcolare lo spessore virtuale.

Considerando, adesso, la snellezza del muro e l'eventuale eccentricità del carico, applicheremo invece un coefficiente di riduzione procedendo a questa maniera:

coefficiente di snellezza = h/s = altezza virtuale / spessore virtuale

$$\text{ovvero } 700/44.8 = 15.63$$

Il corrispondente coefficiente di riduzione C.R. si trova fra 0.58 e 0.67 rispettivamente in riferimento ad $h/s = 16$ e $h/s = 14$, quindi lo si ricerca nella tabella (2) interpolando.

coeff. snellezza	coeff. di riduzione per $e=0$
14	0.67
15.63	C.R. = ?
16	0.58

$$(16-14):(0.67-0.58)=(15.63-14):x$$

$$x = 0.09 \cdot 1.63/2 ; x = 0.073$$

$$\text{coeff. C.R.} = 0.67 - 0.073 = 0.60$$

in ultima analisi la tensione ammissibile consentita dovrà essere:

$$\sigma'_{\text{amm}} = 0.60 \sigma_{\text{amm}}$$

$$\sigma'_{\text{amm}} = 0.60 \cdot 3 = 1.8 \text{ kg/cm}^2 \text{ (0.18 N/mm}^2\text{)}$$

ovvero nel nostro caso specifico, essendo il carico centrato ($e = 0$) dovrà risultare che la σ di lavoro della muratura, dovrà essere inferiore a σ'_{amm} .

$$\text{cioè: } \sigma = N/A \leq \sigma'_{\text{amm}} = 1.8 \text{ kg/cm}^2 \text{ (0.18 N/mm}^2\text{)}$$

in cui N = la forza normale

A = area della sezione della muratura considerata.

Si precisa che, in genere, per comodità di calcolo, tutta la procedura su esposta, va riferita ad un muro di lunghezza unitaria, per cui N sarà l'aliquota di forza normale competente al metro di muro ed A sarà pari all'area unitaria, che nel nostro caso risulta:

$$A = 44.8 \cdot 100 = 4480 \text{ cm}^2$$

Se si verifica il caso in cui la σ di lavoro risulta superiore della σ'_{amm} le soluzioni in fase di progetto implicano che:

- si devono fare di nuovo i calcoli considerando la sezione più grande;
- in alternativa si lascia la sezione invariata solo che si userà una pietra la cui resistenza a rottura sarà maggiore.

Questa verifica eseguita su un metro lineare di muro può essere condotta per un muro di spina, un muro perimetrale ed anche per un eventuale altro muro costituente la struttura da verificare.

Utilizzando questa procedura, per edifici esistenti, conosceremo le tensioni di lavoro a fronte delle tensioni ammissibili consentite, paragonate poi queste tensioni calcolate alle tensioni di rottura si può esprimere un giudizio realistico finalizzato a eventuali fenomeni di dissesto osservati.

Note:

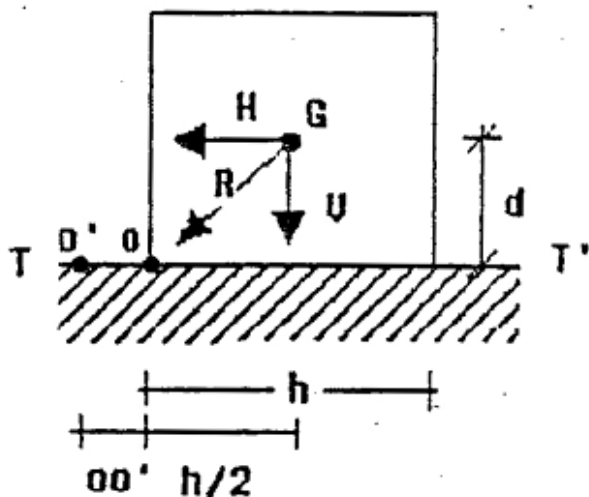
2.3.2.3 Verifiche classiche: ribaltamento, slittamento, schiacciamento

Supponendo di avere un blocco di muratura e supponendo sempre che la risultante dei carichi sia applicata nel baricentro G della sez. in figura 1) che segue; e tale baricentro G si trovi ad una distanza **d** dal piano d'appoggio T-T'; per verificare le condizioni di questa muratura si effettueranno tre tipi di verifica:

- a) verifica al ribaltamento;
- b) verifica allo slittamento;
- c) verifica allo schiacciamento;

Verifica al ribaltamento

La risultante R nel caso in cui abbia direzione come si in figura, può essere scomposta, con la regola del parallelogramma, in una forza normale V ed una di tipo tangenziale H.



Se immaginiamo gli effetti della forza H, noteremo che essa tenderà a ribaltare il blocco di muratura verso sinistra con una rotazione antioraria rispetto al polo O o semplicemente punto O; questo perché per effetto della forza H si genera un momento

ribaltante " M " pari ad $H \cdot d$, dove d è il braccio della forza H rispetto al polo O. A questo momento ribaltante, che sappiamo come si genera, si opporrà un momento stabilizzante prodotto dalla componente verticale della risultante R ossia da V per la distanza h/2; questo momento stabilizzante, come è ben noto,

avrà un verso contrario (orario rispetto al polo O) al momento ribaltante precedentemente studiato; quindi, si contrappone ad esso; proprio perchè questo momento MS contrasta il ribaltamento del muro, viene chiamato Momento Stabilizzante. E' chiaro che, quando più grande è il momento stabilizzante, tanto più si eviterà che il muro si ribalti per cui la condizione di non ribaltamento è che

$$\frac{MS}{MR} \geq 1$$

cioè se MS è \geq MR (momento ribaltante) non si ha ribaltamento; se però si verifica che il momento stabilizzante è uguale al momento ribaltante, ci troviamo in una condizione di equilibrio che, però, non è perfettamente stabile in quanto basta un piccolo aumento del momento ribaltante che il muro possa crollare per ribaltamento. La normativa impone un determinato coefficiente di sicurezza al ribaltamento e precisamente che sia maggiore o al limite uguale ad 1.5.

In effetti il rapporto da verificare, per essere nel rispetto della normativa, garantiti contro il ribaltamento è:

$$\frac{MS}{MR} \geq (v) \text{ in cui } (v) \text{ è pari ad } 1.5$$

Cioè, in definitiva, si deve verificare che il Momento Stabilizzante dev'essere almeno una volta e mezzo maggiore del momento ribaltante.

La verifica al ribaltamento, consiste quindi, nel verificare il rapporto su evidenziato.

Se si verificasse il caso in cui la verifica al ribaltamento non fosse soddisfatta, si potrà fare in modo di soddisfarla aumentando il momento stabilizzante e ciò chiaramente potrà avvenire aumentando lo spessore h del muro. Questo perché, aumentando lo spessore del muro, mentre MR rimane costante in quanto resta invariato il braccio d, ai fini, invece, del momento stabilizzante si nota che

aumentando il braccio del momento stabilizzante fino ad avere un nuovo braccio $h/2 + OO'$, esso aumenterà conseguentemente. Un'altra soluzione sarebbe, nel caso in cui lo spessore sia obbligato a quelle prestabilite dimensioni, quella di aumentare i carichi, ma ciò comporterebbe un aumento delle tensioni alla base della struttura. Dovremmo, quindi, usare una muratura più resistente se ci trovassimo nell'impossibilità di aumentare la sezione o spessore del muro nel caso in cui sorgesse la necessità di aumentare i carichi per stabilizzare la struttura contro il ribaltamento.

Verifica allo slittamento

Se immaginiamo la muratura in figura come se fosse un blocco monolitico, andiamo a vedere che cosa succede per effetto della forza H . Tale forza può produrre un altro tipo di fenomeno, cioè può provocare lo slittamento del blocco sul piano $T-T'$ e precisamente verso sinistra. La forza che si oppone a tale fenomeno è data dalla forza di attrito tra il blocco e il piano $T-T'$ (questo da una nota legge fisica).

Andiamo a chiamare tale forza d'attrito F_a .

Non si verifica slittamento quando è soddisfatta la seguente relazione

$$F_a \geq H.$$

Ed anche in questo caso avremo un coefficiente di sicurezza allo slittamento pari a:

$$\frac{F_a}{H} \geq v$$

dunque tale rapporto non è altro che la verifica allo slittamento, in cui v è il coefficiente di sicurezza che in genere è maggiore o al limite uguale a 1.3 ed

$$F_a = f \cdot V.$$

Studiamo un attimo i componenti f e V costituenti la forza di attrito ; essi sono rispettivamente:

f = coefficiente di attrito;

V = componente verticale della risultante R ;

il coefficiente d'attrito (f) è pari alla tangente dell'angolo d'attrito α (alfa) della muratura: $f = \tan \alpha$ in cui per la muratura α è uguale a circa 30° . Si faccia attenzione ad una cosa; quando si parla, cioè, di angolo d'attrito, ci si riferisce a quello formato tra muro e muro, vale a dire tra il muro superiore e la fondazione sottostante, ma pure tra fondazione e terreno sottostante. Ciò significa che la verifica allo slittamento viene fatta tra muro e muro e tra fondamenta e terra; vedremo poi, in pratica, quando verifichiamo un caso e quando un altro.

Verifica allo schiacciamento

E' una verifica da effettuare che serve a controllare che la massima tensione a compressione non superi la corrispondente tensione ammissibile della muratura. Ovvero dev'essere verificato che la massima tensione di lavoro della muratura in esame dev'essere inferiore alla tensione ammissibile del tipo di muratura utilizzato.

La verifica del muro in esame si conduce alla maniera dei solidi non resistenti a trazione, ovvero conoscendo la eccentricità del carico andiamo a stabilire quale tipo di formula utilizzare per la verifica.

Le ipotesi, quindi, si riconducono a due tipi distinti tra loro:

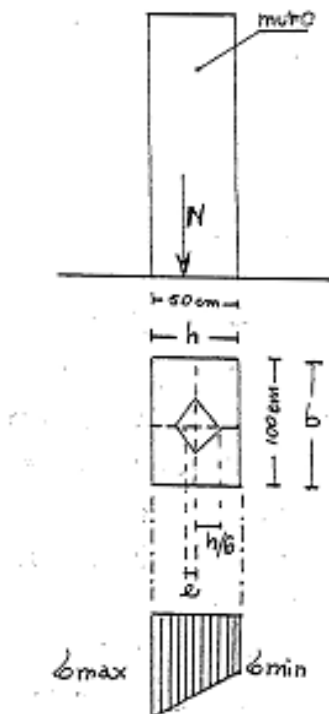
- 1) quando l'asse di sollecitazione è interno al nocciolo centrale di inerzia della sezione.
- 2) quando l'asse di sollecitazione è esterno al nocciolo centrale di inerzia della sezione.

In definitiva, ricordando che il raggio del nocciolo centrale d'inerzia di una sezione rettangolare è pari ad $h/6$, ci ritroveremo nel primo o secondo caso a seconda che l'eccentricità sia maggiore o minore di $h/6$.

Nel primo caso, come si sa, l'asse neutro cade all'esterno della sezione, per cui la sezione risulta tutta compressa e il relativo diagramma sarà del tipo trapezoidale.

Nel secondo caso, invece, l'asse neutro è interno alla sezione per cui la sezione risulta essere parzializzata e, pertanto, solo una parte della sezione reagirà a compressione e quindi il relativo diagramma delle tensioni sarà di tipo triangolare trascurando la parte tesa in quanto nel caso specifico siamo in presenza di solidi non resistenti a trazione.

Caso interno al nocciolo centrale d'inerzia:



prospetto

N = risultante dei carichi

pianta

$$h/6 = 50/6 = 8.33$$

Distribuzione delle tensioni

Ora bisogna verificare che tale σ massima sia minore della σ_{amm} .

Nel caso specifico della pressoflessione, giacché la forza non è assiale la σ massima sarà uguale a:

$$\sigma_{\max} = N/A + M/W$$

$$\sigma_{\min} = N/A - M/W$$

$$\text{in cui } W = \frac{2}{h};$$

$$\text{ed } M = N \cdot e;$$

$$W = \frac{2 \frac{bh^3}{12}}{h} = \frac{bh^3}{6h} = \frac{bh^2}{6}$$

quindi:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{N \cdot e}{\frac{bh^2}{6}} = \frac{N}{A} + \frac{N \cdot e \cdot 6}{bh^2}$$

e poiché $A = b \cdot h$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{N \cdot e \cdot 6}{A \cdot h}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} \left(1 + \frac{e \cdot 6}{h} \right)$$

analogo procedimento per la σ_{\min} e si avrà:

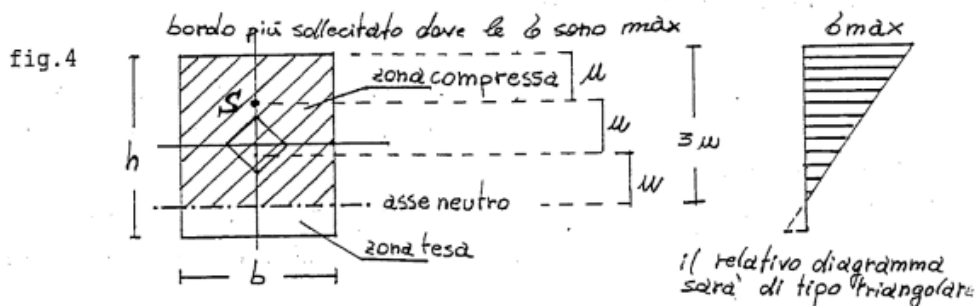
$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} \left(1 - \frac{e \cdot 6}{h} \right)$$

Caso esterno al nocciolo centrale di inerzia

ovvero quando l'eccentricità "e" è maggiore di h/6.

A proposito di h è bene precisare una volta per sempre che essa è la dimensione del pilastro in muratura, parallela al piano di inflessione del pilastro stesso. Allora nel caso in cui l'asse di sollecitazione cade all'esterno del nocciolo centrale di inerzia della sezione, essa risulta parzializzata. Bisogna, quindi, individuare la posizione dell'asse neutro per poter disegnare il diagramma delle tensioni.

La posizione dell'asse neutro in questo caso specifico (riferendoci sempre alla teoria dei solidi non resistenti a trazione) è individuata con la regola delle tre "u" ovvero avendo indicato con "u" la distanza dal centro di sollecitazione all'estremo più compresso della sezione, la distanza dell'asse neutro dal bordo più compresso ci è data da tre volte la distanza "u". vedi esempio in fig.4:



Affinché il tutto sia in equilibrio, la risultante delle tensioni R_{σ} e lo sforzo normale di compressione N , devono essere uguali e giacere sullo stesso asse:

N = sforzo normale applicato nella sezione

R_{σ} = risultante delle tensioni

$$R_{\sigma} = ((\sigma_{\max} \cdot 3u)/2) \cdot b$$

quindi come dicevamo affinché ci sia equilibrio dovrà essere:

$$N = R \text{ sigma}$$

e sostituendo si ha : $N = \sigma_{\max} \cdot 3u \cdot b / 2$

da cui è facile ricavare la σ_{\max}

che risulta:

$$2N / 3ub = \sigma_{\max}$$

quindi la verifica in questo caso specifico consiste nel verificare che la σ_{\max} sia minore o uguale alla σ_{amm} .

La zona di sezione soggetta a trazione, non reagendo, è come se non ci fosse. Per questo motivo, se noi invece di verificare la sezione, dovessimo dimensionarla, essendoci noto "u" per assegnare la dimensione all'altezza h della sezione per far sì che la sezione stessa sia tutta compressa, questa altezza h la poniamo pari a 3 volte "u".

Determinazione dell'asse centrale dei carichi e dello sforzo normale da utilizzare nella verifica a schiacciamento per pareti o pilastri di fabbricati con solai in legno o in ferro non riconducibili ad edificio di tipo scatolare

La determinazione dello sforzo normale da utilizzare per la verifica a schiacciamento, è funzione della struttura e dei carichi agenti sulla struttura medesima. In effetti tale analisi dei carichi si effettua valutando tutte le forze che intervengono e, quindi, che sono presenti al di sopra della sezione che si sta esaminando.

Le forze da considerare sono:

- quelle dovute al peso proprio della muratura;
- quelle dovute allo scarico dei solai sulla muratura, ovvero alle reazioni dei solai.

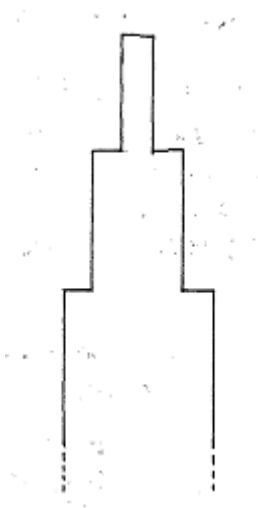
E' da chiarire che, per individuare i vari pesi della muratura e del tipo di solaio utilizzato, in genere si effettua l'analisi dei carichi utilizzando i vari pesi specifici dei materiali (consultando il manuale) che compongono la struttura muraria; per quanto riguarda i solai, gli scarichi da utilizzare sulla muratura sono pari alle reazioni derivanti dalla risoluzione dello schema statico del solaio.

Per quanto concerne i solai, si ricorda che il sovraccarico accidentale per solai di civile abitazione è pari a 200 kg/m^2 (2.00 kN/m^2) mentre per i balconi questo sovraccarico viene assunto pari a 400 kg/m^2 (4.00 kN/m^2) (questo in zona non sismica).

Va detto che, per rendersi conto dello stato di “salute” di un fabbricato, in realtà la verifica va fatta considerando gli effettivi sovraccarichi presenti nel fabbricato a prescindere dalla Normativa. Sovraccarichi che, nella maggioranza dei casi, in pratica non superano i 30 Kg/mq. sui solai e sono quasi influenti sui balconi (a meno di evidenti carichi presenti per esigenze particolari).

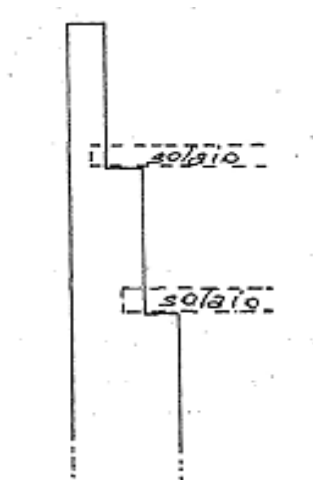
Si ricorda, nuovamente, che ai fini della valutazione dello scarico da utilizzare per la verifica a schiacciamento, in genere si considera un metro lineare di muro. Per i fabbricati in muratura, i muri portanti, da un punto di vista morfologico, vengono così realizzati:

a) per muro di spina o centrale, vedi fig. 5)



crescente dall'alto verso il basso perché, man mano che procediamo dai piani più alti verso il basso, aumentano i carichi e, di conseguenza, aumenta lo spessore della muratura e ciò si realizza con delle riseghe ai vari piani.

b) per i muri di perimetro del fabbricato si ha invece una situazione come mostra la fig. 6)



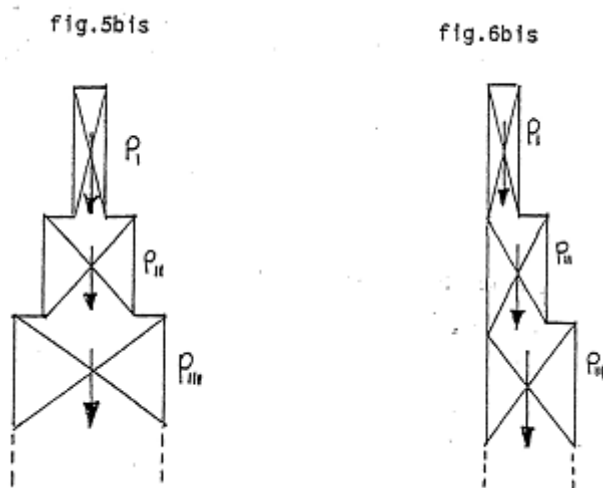
la risega viene realizzata solo all'interno dell'edificio, mentre all'esterno è a piombo o a filo fisso.

Dove stanno le riseghe i solai sono incorporati nel muro a tutto spessore o possono impegnare il muro parzialmente.

Un esempio dei due casi è riferito al solaio in c.a. il quale poggia su tutto lo spessore del muro mentre il solaio in putrelle entra per una porzione nel muro.

Rifacendoci nuovamente ai casi dei muri in figura 5 e 6 c'è da considerare che per la fig.5, se le riseghe a sinistra e a destra sono uguali, i pesi propri dei tronchi di muratura sono tutti sulla stessa verticale cioè nel baricentro di ogni singolo tronco.

In figura 6, invece, avremo che i pesi propri di ogni tronco di muratura non sono allineati.



Andiamo a vedere invece che cosa succede per lo scarico dei solai, cioè per le reazioni che provengono dai solai.

Un solaio, da un punto di vista schematico, se è ad una campata, è rappresentato da una trave appoggiata-appoggiata, se è a più campate è rappresentato da una trave continua. Chiaramente l'appoggio corrisponde alla muratura.

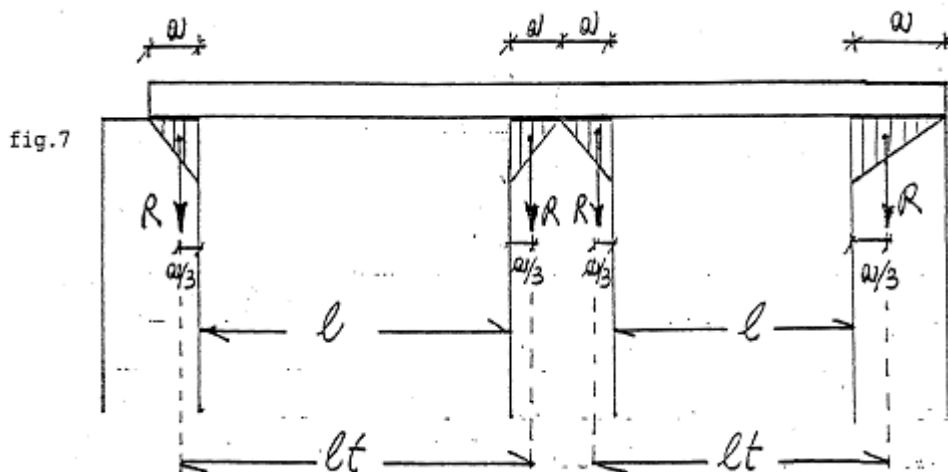
In genere però, (lo vedremo in seguito) il calcolo viene effettuato con due tipi di schema: appoggiato-appoggiato ed incastrato-incastrato; questo perché per i solai che stanno nei piani inferiori del fabbricato, (essendo la muratura più rigida) lo schema di calcolo per questi solai si avvicina (in teoria) più allo schema di trave incastrata-incastrata, mentre per i solai del piano copertura chiaramente il comportamento si avvicina più allo schema di calcolo con gli appoggi. Questo, ovviamente, quando i solai sono ben ammortati nelle murature, come nel caso di solai in latero-cemento con cordoli perimetrali in c.a. .

Nel caso, invece, di solai in ferro o in legno, in ogni caso è sempre preferibile utilizzare schemi di calcolo riferendosi ad appoggi anziché ad incastro.

Un'ultima cosa che c'è da dire, a proposito dei solai, è sul posizionamento dello scarico dei solai rispetto alla muratura su cui insiste il solaio.

Un esempio sicuramente chiarirà le idee.

Esempio esplicativo



la distribuzione delle tensioni al contatto tra il solaio e la muratura sottostante è di tipo triangolare, e la reazione R si trova ad $1/3$ e $2/3$ della distanza " a " in cui tale distanza nel caso specifico è l'altezza del diagramma triangolare delle tensioni. Tali reazioni R come ben sappiamo sono i Tagli in corrispondenza degli appoggi (vedi la risoluzione della trave continua).

La luce l_t del solaio che utilizziamo nei calcoli va assunta pari a:

$l_t = l + a/3(\sinix) + a/3(\text{dex})$ in pratica, però, in genere si assume:

$l_t = l + 5\%$ di l in cui l_t è la luce teorica di calcolo.

Lo schema statico, quindi, da considerare per la risoluzione del solaio è quello che segue in fig.8)

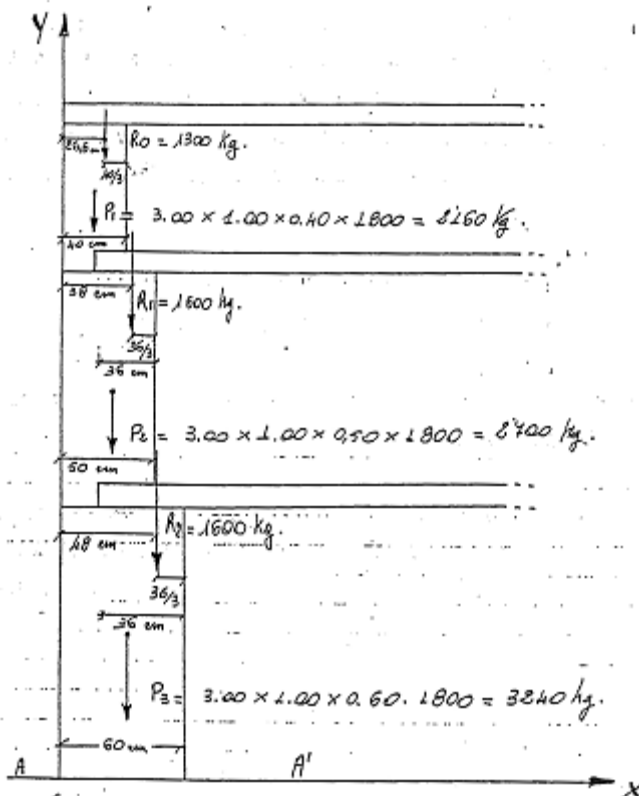


In base a quanto detto si precisa, infine, che per effettuare la verifica in una generica sezione del muro in esame ai fini della valutazione dello scarico normale, bisogna comporre tutte le forze esistenti al di sopra della sezione in esame.

Chiamando R la risultante di tali forze, applicando il teorema di Warignon e tramite il momento statico, bisogna determinare la posizione di tale risultante rispetto al baricentro della muratura per vedere se essa cade o meno all'interno del nocciolo centrale d'inerzia della sezione e, quindi, regolarci di conseguenza ai fini delle verifiche.

Per meglio comprendere tale procedura, andiamo a fare un esempio:

Esempio per muro di perimetro:



Con:

Ri = Reazione del solaio.

Pi = peso proprio muratura.

Supponendo di voler effettuare la verifica allo schiacciamento lungo la sezione di base A-A, per effettuare tale verifica supponiamo di avere muratura di tufo con malta cementizia. Con Sigma amm. della muratura pari a 3.5 kg/cm^2 (0.35 N/mm^2). Per semplicità di calcolo, sempre ai fini del computo del peso della muratura, supponiamo che il peso specifico comprensivo pure di intonaco sia 1800 kg/mc (18.00 kN/m^3), supponendo ancora che l'altezza di ogni muro di interpiano sia 3.00 mt .

Per effettuare la verifica, andiamo a comporre tutte le forze verticali agenti al di sopra della sezione in esame. A tale fine, applicando il teorema di Varignon, tramite il momento statico rispetto al filo esterno della parete, possiamo calcolare la risultante totale R ed individuare il punto in cui è posizionata.

$$\begin{aligned} R &= R_o + P_1 + R_1 + P_2 + R_2 + P_3 = \\ &= 1300 + 2160 + 1600 + 2700 + 1600 + 3240 = 12600 \text{ kg (126kN)}. \end{aligned}$$

Scegliendo il sistema di riferimento x-y e facendo coincidere l'asse y con il filo esterno della parete, si ha:

$$\begin{aligned} XG &= S_y / (R_o + P_1 + R_1 + P_2 + R_2 + P_3) = S_y / R = \\ &= R_o \cdot 26.6 + P_1 \cdot 20 + R_1 \cdot 38 + P_2 \cdot 25 + R_2 \cdot 48 + P_3 \cdot 30 / 12600 = \\ &= 1300 \cdot 26.6 + 2160 \cdot 20 + 1600 \cdot 38 + 2700 \cdot 25 + 1600 \cdot 48 + 3240 \cdot 30 / 12600 = \\ &= 380080 / 12600 = 30.16 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$XG = 30.16 \text{ cm}.$$

Quindi la risultante di tutte le forze si trova a 30.16 cm dall'asse Y. Nel caso specifico, la risultante dei carichi R, risulta interna al nocciolo centrale d'inerzia in quanto l'eccentricità è pari a 0.16 cm.

Ovvero il raggio del nocciolo è pari ad

$$h/6 = 60/6 = 10 \text{ cm}$$

per cui l'eccentricità "e" è minore di h/6 quindi la risultante è interna al nocciolo.

Si veda la fig. 9):

Verifica a schiacciamento -

Per $N = R$

$$\text{per } A = 100 \cdot h = 100 \cdot 60$$

$$\sigma_{\max} = (N/A) \cdot (1 + 6e/h) = (12600/100 \cdot 60) \cdot (1 + 6 \cdot 0.16/60);$$

$$\sigma_{\max} = 2.1 \cdot (1 + 0.016) = 2.13 \text{ kg/cm}^2 \text{ (0.213 N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{\min} = (N/A) \cdot (1 - 6e/h) = 2.07 \text{ kg/cm}^2 \text{ (0.207 N/mm}^2\text{)}$$

quindi essendo $\sigma_{\max} < \sigma_{\text{amm}}$.

$$\text{ovvero } 2.13 \text{ kg/cm}^2 < 3.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (0.213 N/mm}^2 < 0.35 \text{ N/mm}^2\text{)}$$

la verifica a schiacciamento è soddisfatta.

A titolo di curiosità si segnala che le due sigma (max e min) nel caso specifico risultano quasi uguali in quanto l'eccentricità è talmente piccola che in pratica lo scarico può essere considerato anche centrato. Tanto è vero che, considerando uno scarico centrato, si ottiene:

$$\sigma = N/A = 12600/6000 = 2.1 \text{ kg/cm}^2 \text{ (0.21 N/mm}^2\text{)}$$

valore molto vicino a quelli trovati con la verifica a pressoflessione.

2.3.2.4 Calcolo di architravi col metodo classico

Negli edifici di antico impianto sorge sempre la necessità di verificare gli architravi esistenti. Questo perché dopo anni, anche per fenomeni di fatica, si ha quasi sempre, un certo “rilascio” della muratura che insiste sugli architravi (vedi foto). Si ritiene, utile, perciò riportare come è possibile condurre una verifica/progettazione alle tensioni ammissibili congruentemente ai metodi di calcolo più “vicini” all’epoca della costruzione.



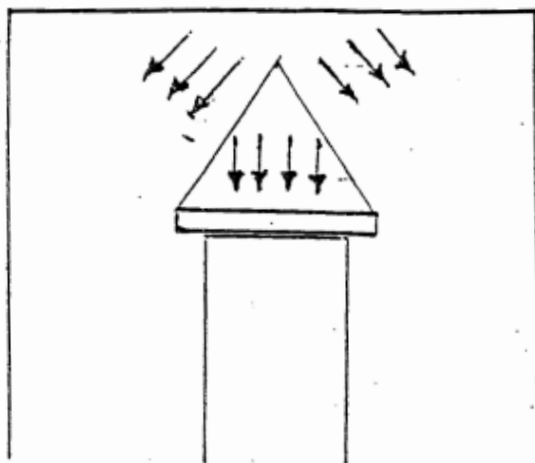
Evidente “rilascio” della muratura sovrastante l’architrave.

Quando dobbiamo realizzare delle aperture di vano nella muratura, andiamo ad inserire degli elementi strutturali che vanno sotto il nome di arcotrave.

Anticamente veniva realizzato un particolare elemento costruttivo di mattoni a comportamento ad arco (piattabanda), successivamente si passò all'utilizzo di elementi in legno (arcotrave) e nell'ultima generazione si è passati ad arcotravi in ferro o in calcestruzzo armato.

Da un punto di vista morfologico è inutile soffermarci su questo elemento strutturale in quanto le varie tipologie già le conosciamo dal corso di Tecnologia delle Costruzioni. In questa sede esamineremo invece, la statica di questi elementi ed in particolare in una prima fase andiamo a vedere quale carico dobbiamo assumere ai fini del calcolo dell'arcotrave.

Partiamo dall'avere una situazione come mostra la figura sottostante):



Tipico schema di carico di un arcotrave.

in questa muratura, è stato inserito un arcotrave in putrelle, su cui scarica solo una parte del peso della muratura sovrastante.

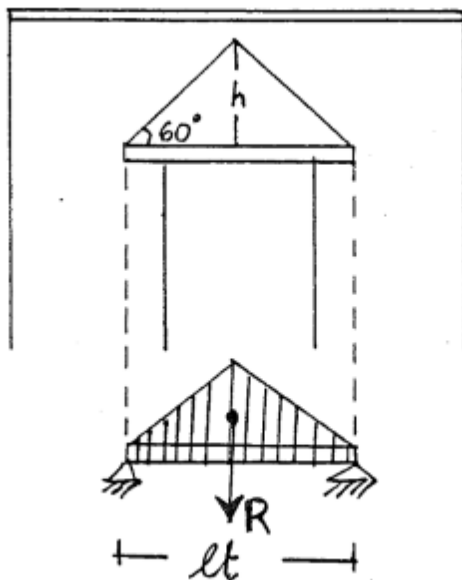
Questa parte di muratura che scarica sull'arcotrave avrà forma triangolare e la parte rimanente scaricherà ai fianchi di questa fascia triangolare; in effetti si ipotizza un effetto arco. Se in questa apertura di vano non andassimo ad inserire questo elemento strutturale, la muratura cederebbe alla seguente maniera:

la fascia di muratura sottostante l'arco per semplicità assunta di forma triangolare senza dubbio si staccherà, mentre la rimanente per le ragioni viste sopra, (poiché scarica il suo peso lateralmente), non crollerà, ecco perché consideriamo che è solo questa zona triangolare ad intervenire come carico sull'elemento strutturale.

Lo schema di calcolo da considerare sarà una trave appoggiata - appoggiata la cui luce di calcolo sarà la luce netta più il 5% in più di essa.

In pratica ci regoliamo così: andiamo a considerare il peso di questa muratura triangolare la cui forma geometrica sarà data da un triangolo equilatero di lato pari alla luce di calcolo dell'arco trave. Di questo triangolo facilmente ci determiniamo l'altezza h che in effetti è pari a: $h = l_t \cdot \sin 60^\circ$.

Dopo queste premesse andiamo a vedere quale è lo schema statico dell'arco trave riferito alla figura precedente tenendo presente che come carico dovrà essere considerato anche quello relativo all'arco trave stesso.



Schema statico.

A = area del triangolo

S = spessore muratura

$\gamma(\text{gamma})$ = peso specifico muratura

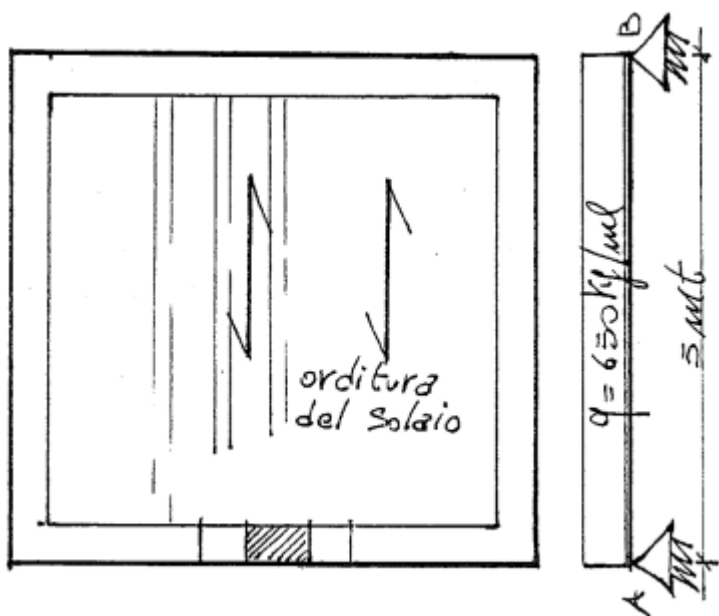
$$R = A \cdot S \cdot \gamma = \frac{lt \cdot h}{2} \cdot S \cdot \gamma$$

se si vuol conoscere solo la risultante riferita a metà triangolo essa sarà :

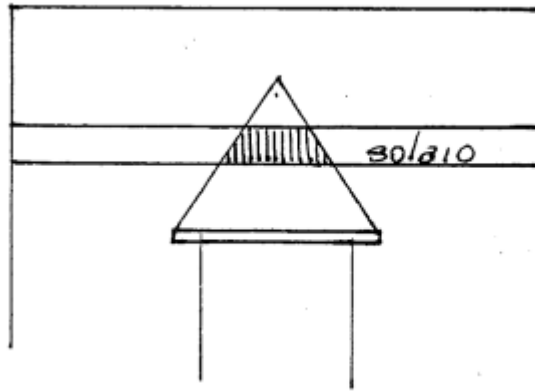
$$\frac{lt \cdot h}{4} \cdot S \cdot \gamma = \frac{R}{2}$$

Questo è il semplice caso in cui il solaio sovrastante si trova oltre il vertice del carico triangolare vedi figura precedente.

Nel caso in cui il solaio si trova nella fascia interna al triangolo di carico, dobbiamo considerare anche il peso del solaio relativo alla zona ricadente nel triangolo. Se al posto del solaio ci fosse un cordolo si potrebbe pensare che esso essendo già stato calcolato come un solido poggiato sulla muratura sottostante, non influirebbe sul nostro arcotrave; invece essendo esso un elemento deformabile che si adagia sulla muratura sovrastante l'arcotrave da calcolare, nel calcolo è opportuno considerare anche il peso del cordolo.



Pianta del fabbricato.



Prospetto.

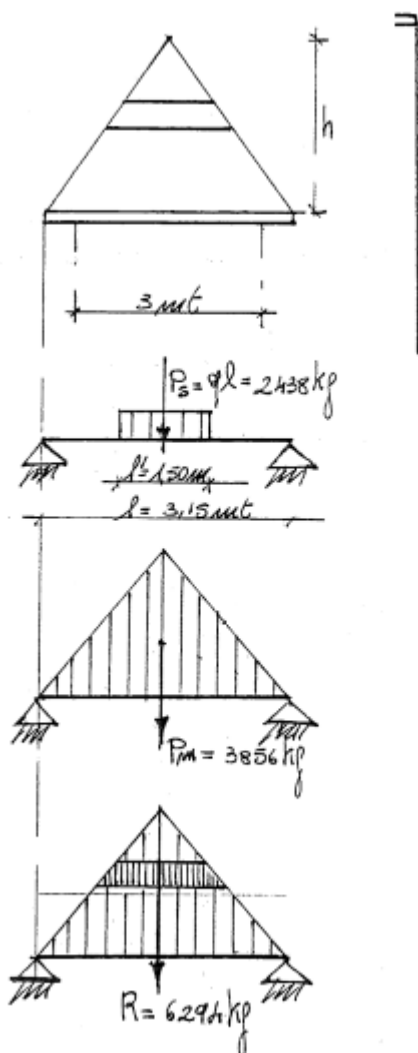
Nel caso nella figura sopra, il carico aggiuntivo per effetto del solaio, sarà pari alla reazione del solaio considerato come una trave semplicemente appoggiata. Nel caso specifico ipotizzando di avere un solaio di luce pari a m.5.00 con un carico uniforme

$$q=650 \text{ kg/m}^2 \text{ (6.50kN/m}^2\text{)}$$

la reazione da considerare sarà quella in A la quale come ben sappiamo varrà

$$\frac{q \cdot l}{2} = 1625 \text{ kg (16.25kN)}$$

questo carico (reazione) verrà distribuito a metro lineare sulla lunghezza che impegna il solaio nella fascia triangolare es:



analisi dei carichi:

scarico solaio:

$$q = 1625 \text{ kg/ml}; l' = 1.50$$

$$Ps = q \cdot l = 1625 \cdot 1.50 = 2438 \text{ kg}$$

$$Ps = 2438 \text{ kg (24.38kN)}$$

peso muratura:

$$a \cdot s \cdot \gamma = \frac{l \cdot h}{2}$$

in cui

$$h = l \cdot \sin 60^\circ$$

$$h = 3.15 \cdot \sin 60^\circ = 2.72$$

$$s = \text{spessore muratura} = 0.50$$

$$\gamma = \text{peso specifico} = 1800 \text{ kg/mc}$$

$$Pm = \frac{3.15 \cdot 2.72}{2} \cdot 0.50 \cdot 1800$$

$$Pm = 3856 \text{ kg (38.56kN)}$$

Effettuando il calcolo per una sola putrella si ha:

$$R = q \cdot l (\text{scarico solaio}) + \text{peso muratura} =$$

$$= \frac{2438}{2} + \frac{3856}{2} = 1219 + 1928 = 3147 \text{ kg (31.47kN)}.$$

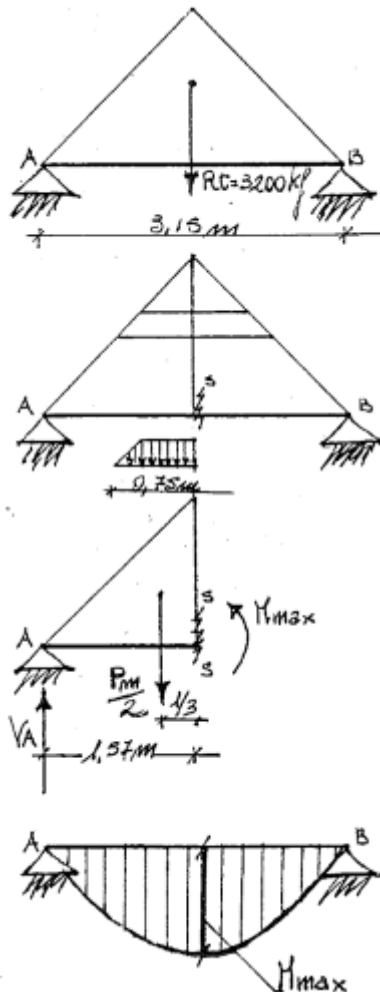
Supponiamo di voler conoscere cosa succede utilizzando dei profilati IPE 100 e vediamo come ci regoliamo nel caso in cui la verifica non fosse soddisfatta.

Il peso di tale profilato è 8.1 kg/ml, nel calcolo consideriamo però, per il profilato, un peso pari a 19kg/ml, a vantaggio di sicurezza, questo perché nel caso che i profili IPE 100 non fossero sufficienti, già si sarebbe considerato il peso di un eventuale profilo più grande.

A questo punto andiamo a considerare il peso stesso della putrella nello schema di calcolo, e precisamente:

$$R_t = R + 60\text{kg} = 3147 + 60$$

$$= 3207\text{Kg} \cong 3200\text{Kg} (32\text{kN})$$



Schema di calcolo per una putrella.

Essendo, ora nota la risultante totale R_t che agisce sull'arcotrave e precisamente in mezzeria ad una distanza che nel nostro caso specifico è metri 1.57 pari a

$$\frac{l_t}{2}$$

risolveremo il nostro schema statico determinando il momento massimo, facendo un equilibrio alla rotazione in un taglio effettuato in mezzeria e se non c'è il contributo del solaio andiamo a determinarci la

$$\frac{R_t}{2}$$

che viene posizionata nel baricentro ad $1/3$ e $2/3$ della metà sezione considerata. Nel caso invece che c'è il contributo del solaio, avremo due risultanti, quella della muratura e quella del solaio. La prima sarà posizionata nel baricentro del triangolo di carico, la seconda a metà della striscia di carico del solaio (vedi es.):

$$V_A = \frac{R_t}{2} ; V_B = \frac{R_t}{2}$$

$$V_A = 1600 \text{ kg} ; V_B = 1600 \text{ kg (16kN)}$$

Sommatoria $M_{\max} = 0$

$$M_{\max} + V_A \cdot 1.57 - \left(\frac{P_m}{2} \cdot \frac{1}{3} \right) \cdot 1.57 - \left(\frac{P_s}{2} \right) \cdot \frac{0.75}{2} - \left(\frac{P_p}{2} \right) \cdot \frac{1.57}{2} = 0$$

$$M_{\max} + 1600 \cdot 1.57 - \left(\frac{1928}{2} \cdot \frac{1}{3} \right) \cdot 1.57 - \left(\frac{1219}{2} \right) \cdot \frac{0.75}{2} - \left(\frac{60}{2} \right) \cdot \frac{1.57}{2} = 0$$

$$- M_{\max} = 1755 \text{ Kgm (17.55kNm)}$$



Diagramma dei Momenti.

Il procedimento per il calcolo del Momento max poteva essere risolto col principio della sovrapposizione degli effetti, resolvendo la struttura per sottoschemi per poi sommarne le sollecitazioni.

Adesso, essendo noto il M_{max} , si verifica il profilo IPE a flessione, tale profilo IPE 100 si rileva dal prontuario che ha un modulo di resistenza W_x pari a 34.2 cm^3 essendo realizzato in acciaio tipo Fe 430 la cui σ_{am} è pari a 1867 kg/cm^2 .

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W_x}$$

in cui

$$M=1755 \text{ kgm (17.55kNm)}$$

ovvero

$$M = 175500 \text{ kgcm (1755kNcm)}$$

per cui

$$\sigma_{\max} = \frac{175500 \text{ kgcm}}{34.2 \text{ cm}^3} = 5131.6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (513.16N/mm}^2\text{)}$$

essendo risultata una tensione di lavoro troppo alta rispetto a quella ammissibile, bisogna ridimensionare la struttura.

A questo punto possiamo creare varie alternative ossia: se vogliamo aumentare la resistenza della sezione, fermo restando la sua geometria, utilizziamo un acciaio migliore, ma essendo di 2400 kg/cm² la massima tensione associabile ai tipi di acciaio standardizzati, nel nostro caso dobbiamo per forza ridimensionare pure il profilo.

Fermo restando il tipo di acciaio ci determiniamo la sezione ideale ricercando con la formula inversa il modulo di resistenza:

$$W_x = \frac{M}{\sigma_{amm}} = \frac{175500}{1867} = 94 \text{ cm}^3$$

tale modulo di resistenza è associabile ad un profilo IPE 160 avendo questo un $W_x = 109 \text{ cm}^3$.

Si tenga presente che al W_x si associa sempre un profilo avente modulo maggiore in quanto sempre a vantaggio di sicurezza progetteremo una sezione più grande.

A titolo di curiosità si precisa che se non avessimo considerato un profilo di un peso proprio maggiore di quello da IPE 100, avendo variato la sez. del profilo, ossia avendola aumentata, sarebbe aumentato il suo peso, il quale pur in minima parte avrebbe inciso nel far variare il momento massimo da considerare nella verifica a flessione.

Verifica a flessione:

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W_x} = \frac{175500}{109} = 1610.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{fam}}$$

in quanto :

$$1610.1 \text{ kg/cm}^2 \leq 1867 \text{ kg/cm}^2$$

Verifica della deformabilità

calcolo dell'abbassamento per due putrelle:

$$\text{carico totale} = 3200 \times 2 = R = 6400 \text{ kg}$$

$$R = 6400 \text{ kg a cui corrisponde un carico distribuito } q = \frac{R}{l} = \frac{6400}{3.15} = 2032 \text{ kg/ml}$$

che trasformato in kg/cm è $q = 20.32 \text{ kg/cm}$

la freccia risulterà pertanto:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E1 \cdot I1 + E2 \cdot I2} = \frac{5}{384} \cdot \frac{20.32 \cdot 315^4}{2100000 \cdot 869 \cdot 2 + 200000 \cdot \frac{42 \cdot 14^3}{12}} = 0.47 \text{ cm}$$

in cui $I1$ = inerzia profilati;

$I2$ = inerzia calcestruzzo di riempimento;

Ai fini del calcolo della freccia è stato considerato anche il contributo del calcestruzzo interposto tra le due putrelle e per esso si è assunto un modulo di elasticità molto basso pari a 200000 kg/cm².

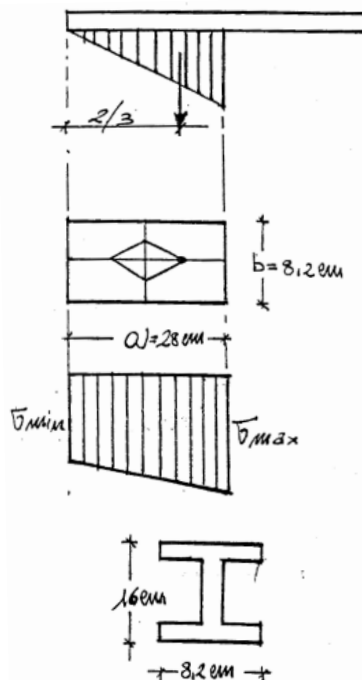
$$f_{\max} \text{ consentita} = \frac{l}{500} = \frac{315}{500} = 0.63 \text{ cm}$$

$f < f_{\max}$ per cui la verifica è soddisfatta.

Passiamo, ora, a verificare la fascia di muratura sottostante all'appoggio del profilo per controllare se questa sopporta o meno il peso sovrastante; ciò, come già sappiamo, viene fatto con la verifica a schiacciamento.

La muratura interessata dall'arcotrave ha uno spessore di 50 cm con tensione ammissibile pari a 3 kg/cm² (0.3N/mm²).

Ipotizziamo che l'ancoraggio dei profili nella muratura sia 28 cm a sinistra e 28 cm a destra, quindi, andiamo a verificare la sezione di appoggio sulla muratura.



$$R = \frac{Rt}{2} = 1600 \text{ kg (per una putrella)}$$

$$h/6 = 28/6 = 4.6 \text{ cm}$$

$$e = 4.6 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{3ub}$$

ed essendo $3u=a$

$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{ab} = \frac{2 \cdot 1600}{28 \cdot 8.2} = \frac{3200}{229.6} = 13.9 \text{ kg/cm}^2 \text{ (1.39 N/mm}^2\text{)}$$

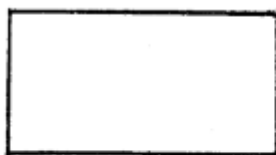
Avendo ottenuta una tensione di lavoro grande rispetto a quella ammissibile della muratura, bisogna fare in modo che tale tensione diminuisca.

E' possibile diminuire la tensione facendo variare l'area della sezione reagente comparente al denominatore della formula per la verifica:

andando a posizionare una piastra avente area $0.28 \cdot 0.50 = 0.14 \text{ m}^2 = 1400 \text{ cm}^2$ otterremo che la tensione si riduce a 4.57 kg/cm^2 (0.457 N/mm^2) ma è ancora grande rispetto alla ammissibile, quindi la piastra dovrà essere ancora più grande; ad esempio:

$$0.50 \cdot 0.50 = 0.250 = 2500 \text{ cm}^2$$

ed effettuando il calcolo per un profilato, ipotizzando lo spessore della muratura di 50 cm, avremo:



$$a = 50 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

Ipotesi di progetto.

$$b = 25\text{cm}$$

$$a = 50\text{cm}$$

$$0.50 \cdot 0.25 = 0.125 = 1250 \text{ cm}^2$$

per cui:

$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{a \cdot b} = \frac{2 \cdot 1600}{50 \cdot 25} = \frac{3200}{1250} = 2.56 \text{ kg/cm}^2$$

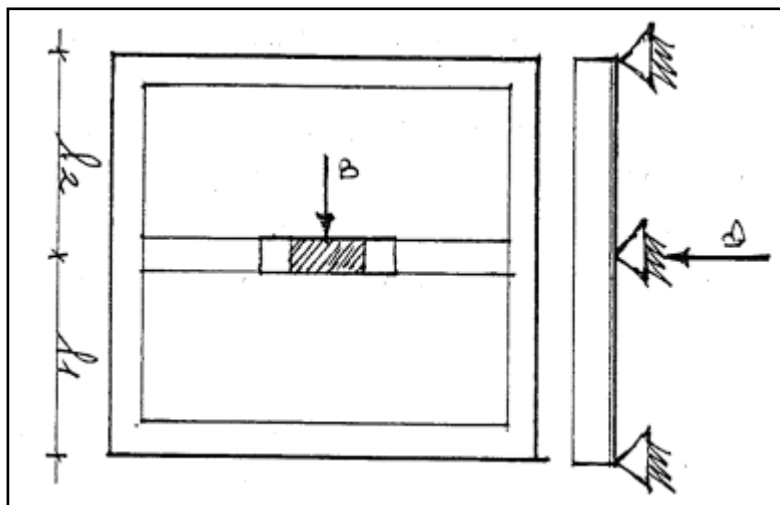
essendo $\sigma_{\max} < \sigma_{\text{amm}}$

in quanto:

$$2.56 \text{ kg/cm}^2 < 3 \text{ kg/cm}^2 \quad (0.256\text{N/mm}^2 < 0.3\text{N/mm}^2),$$

ancorando i profilati per 40 cm nella muratura, e disponendoli su di una piastra di acciaio di dimensioni 50-50, la tensione di contatto tra piastra e muratura è verificata. Nel caso che non si volesse disporre la piastra di acciaio, è sufficiente realizzare delle mazzette in mattoni pieni con malta di cemento la cui tensione ammissibile risulta maggiore di 13.90 kg/cm^2 (1.39N/mm^2).

Ritornando alla nostra spiegazione nel caso in cui dobbiamo considerare anche lo scarico del solaio e ci trovassimo a verificare un arcotrave situato in un muro di spina centrale al fabbricato, dobbiamo valutare il peso riguardante quel tratto incluso nella fascia triangolare di muratura sovrastante l'arcotrave ed esso varrà precisamente la reazione vincolare in B della trave continua (schema statico del solaio) vedi figura successiva.



Schema statico del solaio.

Logicamente, per conoscere la reazione in B, bisogna risolvere prima la trave continua. In genere però, nella pratica professionale, al fine di evitare di risolvere lo schema di trave continua, si assume come reazione in B, il valore

$$\frac{q \cdot l_1}{2} + \frac{q \cdot l_2}{2} \text{ aumentato del } 20 \, \%.$$

Andiamo a vedere in che modo è possibile sostituire un'arcotrave già esistente andato in usura i cui appoggi sottostanti in muratura siano in condizioni precarie. L'operazione consiste nel puntellare con appositi puntelli in legno di castagno o in ferro, il vecchio arcotrave, poi si va ad aprire una fascia di vuoto rompendo la muratura sovrastante l'arcotrave per una lunghezza pari a quella del nuovo arcotrave calcolato. Nel caso sia un normale profilato, andiamo ad inserire in questa apertura una putrella (es. IPE 160) appoggiandola su mattoni pieni e livellandola terminiamo su di un lato; andando sull'altro lato pratichiamo la

stessa operazione, dopodiché leghiamo queste due putrelle con dei tirantini in acciaio. Ultimata questa operazione andiamo a disarmare il vecchio arcotrave e lo preleviamo dal muro. Avendo effettuato questa operazione noteremo che il nuovo arcotrave impegna un'altezza nel muro superiore alla precedente allora una soluzione a ciò potrebbe essere la seguente; avendo prima disarmato e tolto il vecchio arcotrave nel momento in cui togliamo i calcinacci per riempire il vuoto tra le putrelle con sabbia e cemento, anziché limitare la cassaforma alla dimensione del nuovo arcotrave, la ingrandiamo o per meglio la dimensioniamo ad altezza desiderata del vano. Un'ultima cosa c'è da dire per quanto riguarda la realizzazione di un arcotrave in una muratura già esistente: giacché l'intervento altera un precedente equilibrio, prima di procedere all'apertura del vano, oltre ad un'accurata analisi dei carichi ed alle consuete verifiche a flessione e taglio, è opportuno effettuare il controllo dell'abbassamento in mezzeria che dovrà essere molto contenuto per evitare lesioni nella muratura sovrastante e nei solai. Risulta indispensabile, infine, un'accurata esecuzione dell'intervento affinché la realizzazione dell'arcotrave sia rispondente alla progettazione effettuata.

Note:

2.4 IL PROBLEMA DEI CEDIMENTI FONDALI

La progettazione di interventi su edifici in tufo di antico impianto è un atto unitario ed organico che deve considerare tutte le componenti che concorrono alla formulazione delle scelte conseguenti.

Il progettista, quindi, non può scindere la fondazione dal resto dell'edificio e ciò comporta che egli debba necessariamente conoscere le problematiche fondali, recepire il contenuto della relazione geologica e della relazione geotecnica anche quando per lo studio di casi particolari si sia avvalso della collaborazione di altri professionisti qualificati in questi specifici settori.

La fondazione non deve essere considerata come un elemento a sé stante separato dal resto dell'edificio, ma va “vista” come un elemento di fabbrica che incide notevolmente sulle scelte progettuali in considerazione del condizionamento funzionale e dell'incidenza economica che ne deriva per la rilevanza che essa da sempre assume nel processo edilizio.

Fin dall'antichità gli edifici avevano la necessità di trasmettere al terreno il peso del manufatto e, per far ciò, ci si è sempre servito di una struttura di fabbrica definita “Fondazione”.

In questa fase, ci si preoccupa soltanto di dare alcune informazioni per consentire un approccio unitario al tema “progettazione” nell'ambito degli interventi da eseguire su edifici in muratura. Questo perché la progettazione ottimale di un edificio è un atto unitario e organico che non può prescindere da una visione globale della problematica da trattare.

Quando si opera su di un edificio esistente, le cause d'insuccesso più comuni, legati a fenomeni connessi al sottosuolo, possono essere riassunte nel seguente elenco:

- Limitata conoscenza del territorio (formazionale, morfologico, ecc.);

- Mancanza o insufficienti esigue indagini nel sottosuolo;
- Non conoscenza della storia del suolo sia dal punto di vista geologica che dei carichi;
- Mancata distinzione tra carichi permanenti e sovraccarichi rari;
- Non uniformità delle pressioni di contatto;
- Cedimenti dovuti a variazione di falda;
- Dissesti per instabilità di pendii;
- Dissesti per alluvioni;
- Dissesti per colate detritiche;
- Cedimenti dovuti a fenomeni di subsidenza;
- Cedimenti causati da attività antropiche;
- Non uniformità negli spessori degli strati compressibili;
- Scorrimento del terreno sotto le fondazioni;
- Cedimenti causati da scavi.

Le principali chiavi di lettura della geotecnica sono, senza dubbio, la statica e la meccanica del continuo, senza le quali non si potrebbero comprendere a fondo le problematiche che essa affronta.

Possedere, quanto meno, dei rudimenti di geotecnica è indispensabile; si ritiene , quindi, opportuno ricordare alcuni concetti fondamentali delle due discipline innanzi citate, poiché qualsiasi tipo di costruzione od opera ingegneristica si fonda sui principi enunciati dalle due discipline. Qualsiasi tipo di costruzione deve obbedire alle loro “leggi” e deve essere affidabile.

Ma cosa si intende per affidabilità e quali sono le condizioni necessarie affinché una costruzione sia affidabile o non? Affinché lo sia, la costruzione deve rispondere a determinati requisiti, in primo luogo la **sicurezza**, poiché essa deve garantire **l'incolumità** dell'utente.

Si deve, poi garantire l'**agibilità**' del fabbricato, ovvero il suo uso; ciò implica che debba essere affidabile oltre che sicuro. Un'opera d'ingegneria non è agibile se non è affidabile e sicura.

Per comodità in questa sede, separiamo il concetto di sicurezza da quello di agibilità. Il concetto di sicurezza chiama in causa la resistenza del materiale di cui è composta l'opera, mentre l'agibilità chiama in causa le deformazioni della struttura: sono, dunque, due problemi da risolvere ai fini dell'affidabilità di un'opera ingegneristica.

Le deformazioni sono, per lo più, funzione del materiale che fa da supporto alla struttura (il terreno), e risulta evidente che non è possibile scindere il terreno dall'opera ingegneristica: essi sono un'unica cosa e bisogna vederli come un unico corpo. E' opportuno, quindi, vedere le interazioni tra opera ingegneristica e terreno che la ospita.

L'agibilità chiama in causa gli spostamenti della struttura ingegneristica.

Pertanto, dobbiamo obbedire a due criteri, quello di resistenza e quello di agibilità. Se progettiamo le fondazioni di un fabbricato e vediamo che, dal punto di vista dei calcoli e di resistenza del terreno che deve ospitare la fondazione, tutto è soddisfatto, (ovvero non abbiamo nessun tipo di problema per il “carico limite” del complesso terreno opera di fondazione dopo aver assunto un determinato coefficiente di sicurezza), non possiamo arrestare la procedura di verifica perché, se completiamo l'edificio senza aver effettuato il calcolo dei cedimenti delle fondazioni, potrebbe capitare che i cedimenti, associati a quel tipo di fondazione e a quel tipo di struttura, non siano compatibili con l'uso del fabbricato.

In definitiva, occorre verificare la resistenza del complesso terreno-opera di fondazione e calcolare anche i cedimenti fondali associati a quell'opera ingegneristica. Questo perché, se i cedimenti sono tanto elevati da indurre lesioni nelle tramezzature del fabbricato, è vero che l'opera, dal punto di vista di sicurezza, rimane integra perché non c'è pericolo per le vite umane, ma è pur

vero, però, che l'edificio non è agibile perché gli spostamenti hanno fessurato le tramezzature e/o le tamponature del fabbricato.

Per valutare la resistenza del materiale e gli spostamenti, in effetti, un ruolo importantissimo lo hanno i carichi; dobbiamo, quindi, fare attenzione alla determinazione delle forze, dalle quali poi si originano altre forze interne alla struttura, per cui va stabilito se queste forze interne possono essere sopportate dal materiale che costituisce la struttura.

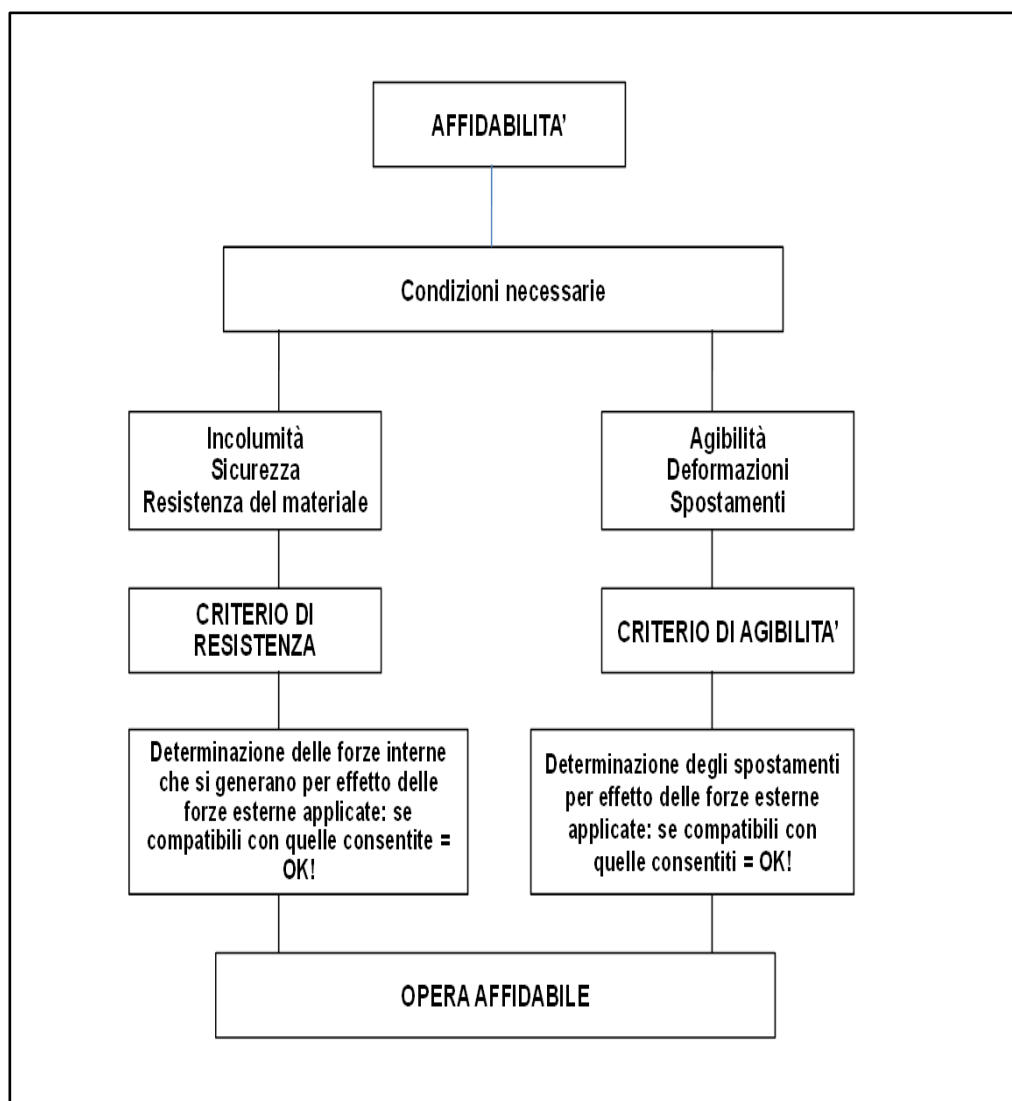


Diagramma di flusso.

Per quanto riguarda l'agibilità, dobbiamo determinare gli spostamenti per effetto delle forze esterne applicate.

Sintetizzando quanto detto, possiamo costruire una specie di diagramma di flusso, (nella pagina precedente).

Nel seguito si riporta una veloce rassegna degli schemi tipicamente associati ai cedimenti fondali

2.4.1 Richiami di geotecnica

Calcolo Del Carico Limite

La meccanica delle terre (geotecnica) è un particolare settore dell'ingegneria civile, che si occupa del comportamento del suolo e dell'interazione di esso con le opere di fondazione.

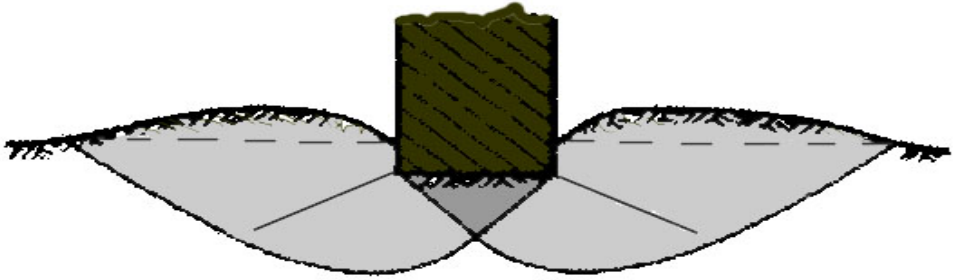
Il carico limite rappresenta la pressione massima che una fondazione può trasmettere al terreno prima che questo raggiunga la rottura. Esso riguarda la verifica di stabilità dell'insieme terreno-opera di fondazione.

Dall'analisi di curve sperimentali carico-cedimenti, si sono individuati diversi meccanismi di rottura che essenzialmente possono ricondursi a:

- Rottura generale;
- Rottura locale;
- Punzonamento;

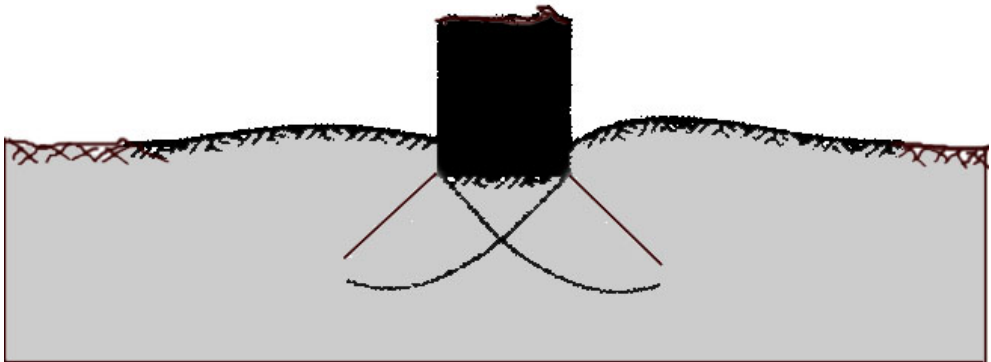
Per ogni comportamento di cui innanzi, si sviluppano nel terreno sottostante la fondazione superfici di rottura con andamenti diversi.

L'osservazione diretta ha consentito di stabilire che, nel caso di terreno denso o compatto, i piani di rottura raggiungono la superficie del piano di campagna e questo tipo di comportamento viene detto **Rottura Generale**.



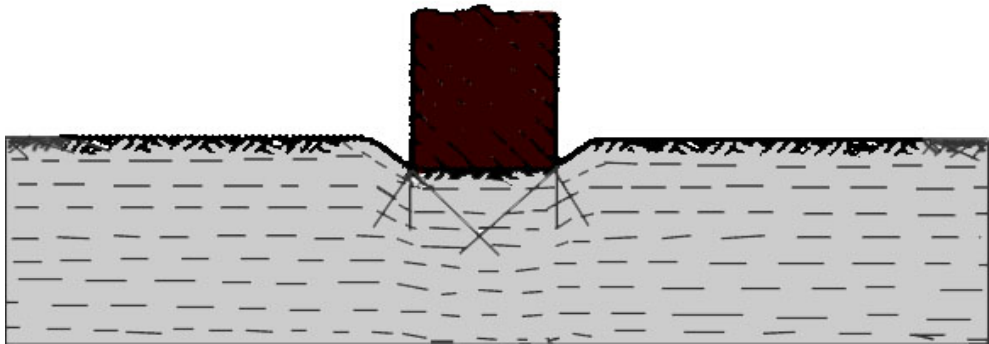
Rottura generale.

In presenza di terreno sciolto o poco consistente, si è visto che le superfici di rottura interessano soltanto la zona riguardante il cuneo di terreno sottostante la fondazione senza estendersi lateralmente. Questo comportamento viene indicato con il nome di **Rottura Locale**.



Rottura locale

Nel caso di terreno molto sciolto o molle si è riscontrato che le superfici di rottura coincidono con le facce laterali del cuneo; In questo caso siamo in presenza di **Punzonamento**



Rottura per punzonamento.

I principali studi per il calcolo del carico limite sono stati condotti dal Prandtl (1920) e dal Terzaghi (1943) per fondazione nastriforme utilizzando il metodo dell'equilibrio limite.

Entrambi schematizzarono il terreno come un mezzo continuo, omogeneo e isotropo a comportamento rigido plastico a cui era applicabile il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

Per il calcolo del carico limite del complesso terreno-opera di fondazione su un terreno reale, non esistono metodi esatti ma soltanto formule approssimate, trinomie ottenute per sovrapposizione di effetti della somma di tre componenti calcolate separatamente il cui risultato è approssimato, ma l'errore che si commette è comunque piccolo e a favore della sicurezza.

La formula più semplice che in genere si utilizza per il calcolo del carico limite è quella di Terzaghi*, ingegnere insigne, che ha gettato le basi della geotecnica:

$$q_{lim} = cN_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma$$

in cui

c = coesione del terreno(daN/cm^2)

γ_1 = peso specifico del terreno sopra il piano di posa(daN/cm^3)

D_f = profondità del piano di posa(cm)

γ_2 = peso specifico del terreno sotto il piano di posa(daN/cm^3)

B = larghezza fondazione(cm)

N_c, N_q, N_γ = quantità adimensionali detti fattori di capacità portante o coefficienti di portanza, funzioni di φ (angolo di resistenza al Taglio).

Per il calcolo dei fattori N_c, N_q c'è un accordo quasi unanime tra gli specialisti del settore, mentre per il fattore N_γ sono state proposte diverse soluzioni.

E' appena il caso di sottolineare che il valore dei coefficienti di portanza cresce molto velocemente con l'angolo di resistenza al Taglio. Per la quantificazione dei fattori di portanza è più rilevante, perciò, una corretta scelta dell'angolo di resistenza al Taglio anziché l'utilizzo di una delle diverse formule proposte dai vari autori.

Va segnalato, anche, che per verifiche in condizioni non drenate di fondazioni superficiali su terreno coesivo saturo, in termini di tensioni totali, per $\varphi=0$ i coefficienti di portanza risultano:

$$N_c=1; N_q=5,14; N_\gamma=0.$$

Una volta calcolato il carico limite, dividendo il carico limite per il carico di esercizio, otteniamo il coefficiente di sicurezza che, salvo casi eccezionali previsti dalla Normativa, non potrà essere inferiore a tre.

La formula indicata per il calcolo del carico limite, purtroppo, risulta valida solamente per fondazioni nastriformi con carico centrato.

Questa condizione nella realtà si verifica in ben pochi casi, in quanto in situazioni pratiche concrete le condizioni in genere sono ben diverse dalle ipotesi di portanza formulate dal Terzaghi; però, per un primo dimensionamento (e non) delle fondazioni, la possiamo tranquillamente utilizzare.

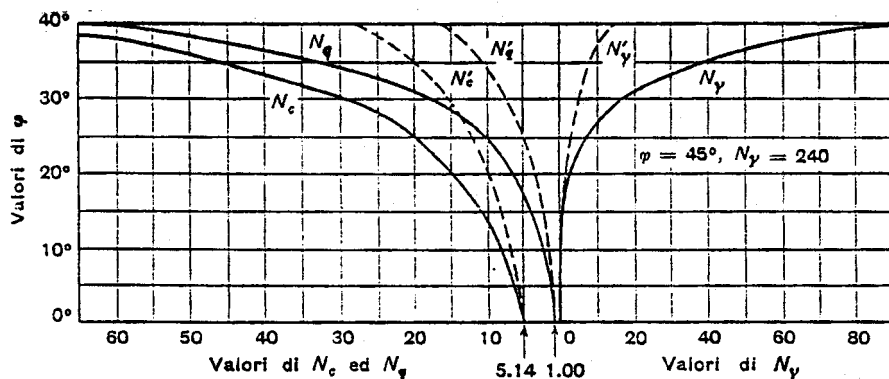
La formula iniziale, perciò, è stata “affinata” inserendo il contributo di ulteriori “parametri” e ad essa fanno capo gli specialisti del settore (ingegneri geotecnici) che, pur partendo dalla formula del Terzaghi*, giungono a stimare il carico limite per fondazioni, tenendo conto di:

- forma delle fondazioni;
- profondità del piano di posa;
- inclinazione dei carichi;
- eccentricità dei carichi,
- inclinazione del piano di posa;
- inclinazione del piano di campagna;
- presenza della falda;
- natura del terreno.

Per effettuare, quindi, un calcolo del carico limite, oltre a conoscere la geometria della fondazione e la natura del terreno, occorre sapere quali sono i carichi e come agiscono sulla fondazione, ovvero che effetto producono sull'opera di fondazione. Per quanto riguarda la natura del terreno, bisogna effettuare delle indagini sul terreno interessato per definire il profilo geotecnico del terreno.

Nel caso di edifici per civile abitazione occorrerà raggiungere con le indagini anzidette una profondità di $(1-2)B$, ove B è la larghezza del lato minore dell'edificio.

* La formula di Terzaghi è applicabile per casi abbastanza semplici, ovvero per fondazioni nastriformi con carico centrato. In tutti gli altri casi essa cade in difetto, per cui è preferibile applicare altre formule, (Hansen, Vesic, ecc.) più avanzate, anche se sostanzialmente esse derivano da quelle di Terzaghi e non producono grosse differenze.



Relazione fra angolo di attrito interno ϕ e coefficienti di capacità portante.

Un'ultima considerazione pratica corre l'obbligo di effettuarla al fine della quantificazione del carico di esercizio, giacché la sua determinazione è di fondamentale importanza per stabilire il coefficiente di sicurezza nei confronti del carico limite e per la quantificazione dei cedimenti fondali. Spesso si perde di vista l'effettivo carico di esercizio a cui sono sottoposte le fondazioni. Questo perché, specialmente con l'avvento degli elaboratori elettronici, giacché in automatico il computer fornisce gli sforzi normali, i tagli e i momenti che agiscono al piede delle pilastrate, si ritiene (erroneamente) che questi valori siano i carichi che sollecitano le fondazioni. A ciò va aggiunto che, da quando quasi tutto il territorio italiano è stato classificato sismico, i valori dei carichi che vengono utilizzati per le verifiche delle fondazioni risultano abbastanza gravosi. In realtà, la situazione non è esattamente in questi termini; questo perché la valutazione dei carichi sulla fondazione, con particolare riguardo ai carichi accidentali, andrebbe maggiormente approfondita a seconda dell'utilizzo e delle caratteristiche della struttura. Così ad esempio, per un edificio per civile abitazione di due o tre piani, non ha eccessiva influenza se si trasmettono tutti i carichi accidentali alle fondazioni.

Bisogna individuare quali travi insistono su ogni setto murario e comporre tutte le forze esistenti al di sopra della sezione di attacco fondazione in esame e quindi caricare poi la fondazione da calcolare.

Lo stesso criterio, però, non può essere applicato per edifici superiori ai tre piani perché non si avrebbe un carico di esercizio rispondente alla realtà sulla fondazione.

Per edifici di oltre tre piani per il calcolo delle fondazioni, (partendo dall'assunto che i carichi di esercizio non agiscono contemporaneamente su tutti i solai) si dovrebbe operare una riduzione del sovraccarico accidentale alla seguente maniera: partendo dall'alto verso il basso, per la copertura e per i successivi ultimi due piani consecutivi al di sotto di essa, si prende l'intero sovraccarico; per gli altri piani si opera una riduzione progressiva del 10% fino a quando si arriva alla metà del sovraccarico; i successivi piani si considerano sempre caricati con metà sovraccarico.

Immaginando di avere per la copertura un sovraccarico utile pari a 100 daN/m^2 e per tutti gli altri piani un sovraccarico pari a 200 daN/m^2 , otterremo uno schema di questo tipo: 10° piano (copertura) 100 daN/m^2

9° piano	200 daN/m ²
8° piano	200 daN/m ²
7° piano	180 daN/m ²
6° piano	160 daN/m ²
5 piano	140 daN/m ²
4 piano	120 daN/m ²
3° piano	100 daN/m ²
2° piano	100 daN/m ²
1° piano	<u>100 daN/m²</u>
totale	1400 daN/m ²

Assumeremo, quindi, come valore ridotto del sovraccarico accidentale, la media dei valori su riportati, cioè $q = 1400/10 = 140 \text{ daN/m}^2$.

A questo punto è possibile effettuare l'analisi dei carichi sul pannello murario, procedendo per area di carico che influenza il pannello in esame, ovvero individuando il carico che scaturisce dalla superficie identificata dagli interassi dei muri stessi moltiplicata per il sovraccarico (fisso+ridotto). Aggiungendo a tale carico il valore dei pesi propri, otterremo il carico del muro in esame al livello di piano.

Per avere lo sforzo normale al livello cercato, questa procedura va ripetuta per il numero di impalcati sovrastanti e, sommando i risultati, avremo il valore dello sforzo normale d'interesse.

La valutazione dei sovraccarichi accidentali di cui innanzi a parere dello scrivente è valida in fase di “progettazione”, nel caso invece di dover esprimere un giudizio a seguito dell'osservazione di un dissesto si dovrà tener conto degli effettivi sovraccarichi presenti sul fabbricato che, “repetita iuvant”, sui solai per civili abitazioni risultano di circa 30kg/mq. ad eccezione di possibili differenti sovraccarichi presenti per esigenze particolari.

Cedimenti Fondali

Le fondazioni inducono sollecitazioni e deformazioni nei terreni sottostanti per effetto dei carichi provenienti dalla struttura in elevazione. Tali deformazioni provocano spostamenti del piano di posa, che in linguaggio geotecnico vengono detti cedimenti.

Si definisce, inoltre, cedimento differenziale la differenza dei cedimenti tra punti di una stessa fondazione.

La normativa prevede che i cedimenti devono essere compatibili con lo stato di sollecitazione ammissibile per la struttura e con la funzionalità del manufatto.

La previsione dei cedimenti deve essere basata sul calcolo riferito alle caratteristiche di deformabilità dei terreni e delle strutture, tenendo conto dei valori dei sovraccarichi permanenti, del tipo e della durata di applicazione dei sovraccarichi.

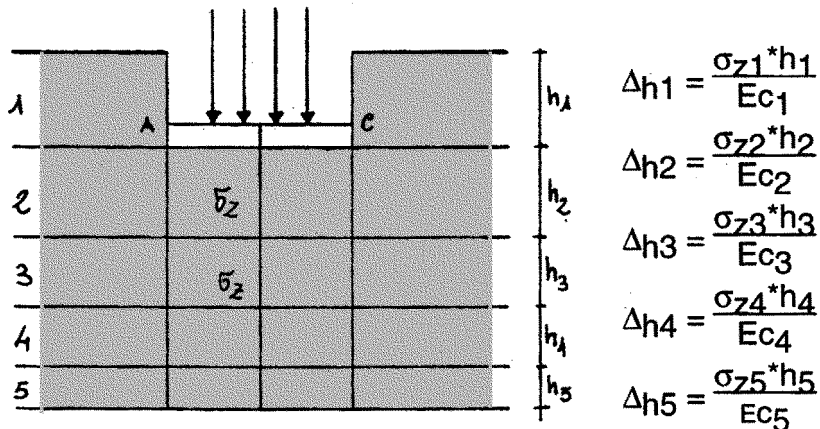
I cedimenti differenziali si calcolano facendo la differenza tra i cedimenti totali di due punti della stessa fondazione.

Questi cedimenti sono causati dai carichi trasmessi dalle fondazioni, in quanto quest'ultime comprimono il terreno sottostante.

Tale compressione provoca, di conseguenza, un accorciamento dei vari strati del terreno. La somma degli accorciamenti di ogni strato sotto un punto della fondazione ci dà il cedimento (totale) di quel punto della fondazione.

In linea di massima, per il calcolo dei cedimenti occorre:

- individuare la stratigrafia del terreno e di conseguenza calcolare l'accorciamento Δ_h relativo ad ogni singolo strato.
- Una volta calcolati i vari accorciamenti (Δ_{h2} , Δ_{h3} , Δ_{h4} , Δ_{h5}) relativi ai singoli strati del terreno posti sotto i punti (A, B, C....) individuati nella fondazione, questi vengono sommati ottenendo i vari cedimenti (W_A , W_B , W_C) sotto i punti A, B, C..... di fondazione.



dove:

- Δh è l'accorciamento dello strato dovuto al carico applicato;
- E_c è il modulo di elasticità o di compressibilità;
- h è l'altezza dello strato;
- σ_z è il valore della pressione media nel baricentro di uno strato di terreno.

Il valore σ_z dipende dal carico netto e dalla larghezza b di fondazione.

Il carico netto si ottiene sottraendo dal carico di fondazione il carico del terreno che si è asportato per far posto alla fondazione.

Carico netto = carico di fondazione - carico terreno asportato.

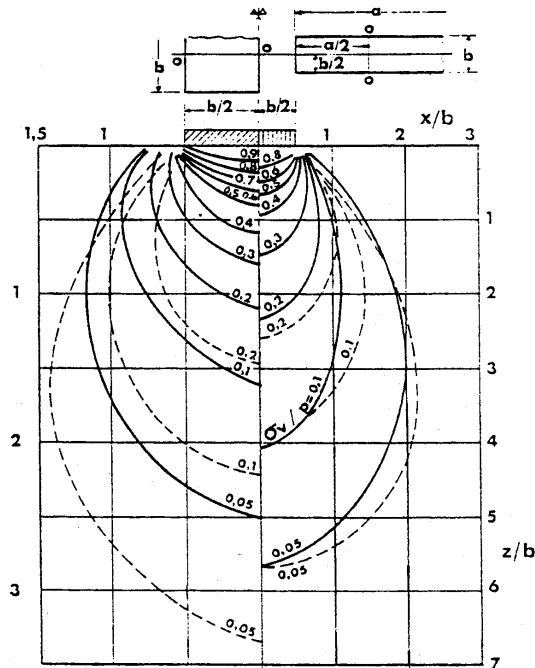
Una volta calcolato il carico netto, la σ_z può essere calcolata mediante l'uso di carte di influenza, che rappresentano l'andamento dei bulbi di ugual pressione, isobare, per ogni valore di q (carico netto) e a profondità di valori multipli della larghezza b .

Ottenuto così il valore della pressione del terreno (σ_z), si può dedurre il valore delle Δh ; di conseguenza si ha:

W (cedimento tot.) = $\Delta h_1 + \Delta h_2 + \Delta h_3 + \dots$

Questo cedimento totale è il cedimento di un solo punto della fondazione. Quindi per il calcolo dei cedimenti degli altri punti occorre ripetere la stessa procedura.

Carte di influenza



Nell'immagine si vedono le Isobare per fondazione quadrata (lato sinistro) e per fondazione nastriforme (lato destro) su semispazio di Westergaard (linee continue) o di Boussinesq (linee a tratto)

Cenni sulle tensioni e deformazioni nel sottosuolo

Se effettuiamo una prova di carico su di un terreno, il diagramma sforzi deformazioni dopo una fase iniziale in cui esiste una certa proporzionalità tra carico e cedimento, presenta una seconda fase in cui per uno stesso incremento di carichi, i cedimenti corrispondenti sono differenti tra loro incrementandosi

questa differenza man mano che si aumenta il carico fino a quando la curva non assume andamento quasi parallelo all'asse dei cedimenti. Il carico in corrispondenza del quale si verifica ciò è da ritenersi il carico di rottura del terreno in esame, in quanto il terreno sotto questo carico, subisce un vero e proprio dissesto.

In definitiva, possiamo dire che il terreno nella prima fase ha un comportamento elastico e nella seconda fase un comportamento plastico, anche se è da ricordare che nel caso dei terreni non esiste una vera e propria fase elastica intesa così come è definita con la legge di Hooke. Questo perché al cessare del carico applicato, la deformazione è di tipo permanente e non di tipo elastico.

Con i terreni, quindi, bisogna fare molta attenzione e cautelarsi nei confronti del carico limite di rottura perché, se il carico sul terreno raggiunge il valore di rottura, le conseguenze sono sempre di tipo disastrose.

Ciò, però, non è sufficiente in quanto a questa maniera avremo soddisfatto solamente il criterio di sicurezza e non quello di agibilità. Occorre pertanto prevedere anche le possibili deformazioni che l'opera ingegneristica potrà subire. Deformazioni che dovranno essere compatibili con il tipo di struttura previsto e con l'uso dell'opera.

In pratica occorre determinare gli incrementi di pressione che si verificano ipotizzando di aver ultimata la costruzione, dopodiché si valuteranno i cedimenti in base agli incrementi di pressione determinata dalla costruzione.

Per quanto riguarda i cedimenti c'è da fare qualche considerazione.

Supponendo di caricare un terreno e di diagrammare i cedimenti in funzione (log.) dei tempi, si è visto che sotto un determinato carico, nel diagramma è possibile distinguere tre tipi di cedimenti:

- un cedimento immediato W_O
- - " primario o di consolidazione W_C
- - " secondario W_S .

Il cedimento secondario, essendo di lieve entità e verificandosi molto lentamente nel tempo, può ritenersi trascurabile rispetto al cedimento primario ed immediato.

Possiamo quindi ritenere che il cedimento finale W_f possa essere uguale al cedimento immediato più quello di consolidazione (primario) avremo:

$$W_f = W_o + W_c$$

L'ordine di grandezza del cedimento immediato e di quello di consolidazione variano a seconda dei tipi di terreno.

Nei terreni a grana fine quindi in genere nei terreni coesivi il decorso dei cedimenti è molto lento per cui il cedimento immediato è molto ridotto rispetto al cedimento di consolidazione.

Per quanto riguarda, invece, i terreni a grana grossa ovvero per sabbie e ghiaie, il decorso dei cedimenti nel tempo è molto rapido tanto da poter ritenere che l'intero cedimento W_f si manifesti all'ultimazione della costruzione, ovvero all'atto dell'applicazione dei carichi.

Cenni sugli effetti dei cedimenti sulle costruzioni

Al fine di avere utili indicazioni per la determinazione del carico ammissibile delle fondazioni e del tipo di fondazione da adottare, in fase progettuale è opportuno rendersi conto dello stato di conservazione dei fabbricati circostanti la zona da edificare. Risulta indispensabile, pertanto, effettuare un esame visivo dei luoghi e delle strutture esistenti interessate, ponendo particolare attenzione ad eventuali fenomeni di subsidenza presenti e ad eventuali stati fessurativi presenti nei fabbricati esistenti nell'adiacenza dell'area da edificare.

La morfologia delle lesioni rilevabili nel quadro fessurativo di una struttura consente di poter individuare la natura del cedimento che le ha causate.

L'osservazione delle lesioni prodotte nei fabbricati, spesso fornisce indicazioni insostituibili.

Indicazioni attendibili, in particolare sul comportamento della struttura nel tempo ed entro certi limiti possono aversi solamente tramite rilievi strumentali, tenendo presente che, in genere, i quadri fessurativi assumono forme geometriche diverse a seconda del tempo trascorso tra l'inizio del fenomeno ed il tempo di osservazione.

Questo perché, esiste una interazione continua tra la zona o il pilastro che ha subito il cedimento e la restante parte del fabbricato.

Interazione che comporta modifica degli scarichi sulle fondazioni, diversi da quelli iniziali, per cui si avranno nuove sollecitazioni che produrranno nuovi cedimenti che, a loro volta, modificheranno il quadro fessurativo iniziale e così via, traendo in inganno eventuali operatori che tentano di individuare la causa del dissesto.

Bisogna ancora aggiungere che tale situazione già di norma si verifica quando la situazione geotecnica è di tipo regolare; si tenti, allora, di immaginare la complessità di un quadro fessurativo a cui dovrà aggiungersi l'effetto di una situazione geotecnica molto complessa o anomala.



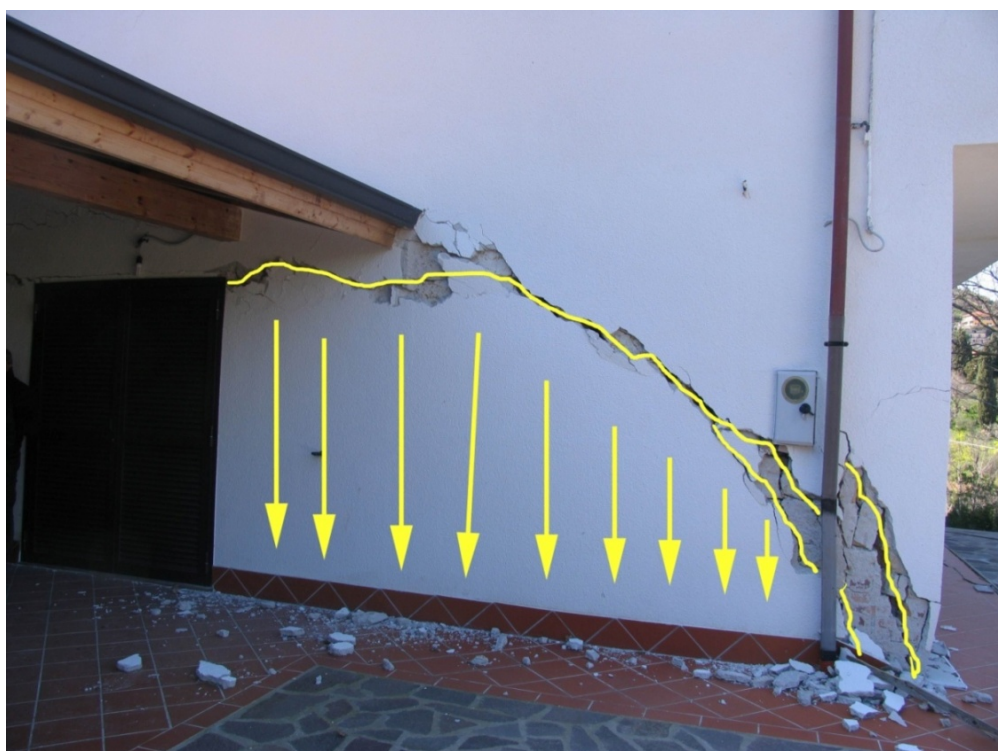
Cedimento di “estremità” in una parete muraria.



Direzione del cedimento interessante la parete.



Cedimento “centrale” di parete muraria.



Direzione cedimento parete precedente.



Lesioni su pareti perimetrali di un edificio.



Direzione dei cedimenti.



Infiltrazioni e distacco tra parete e solaio sovrastante.



Direzione del cedimento.



Particolare di una lesione innescatosi lungo le connessure tra le pietre



Visione globale della lesione.



Direzione dei cedimenti.



Frattura in corrispondenza di un lume ingrediente.



Particolare frattura innescatasi tra i conci di muratura.

Le foto seguenti mostrano che si possono avere dissesti anche per innalzamento del suolo.



Dissesto provocato da innalzamento del suolo - Frana di Perdifumo (SA).



L'analisi delle deformazioni mostra come il suolo si sia sollevato.



Il dissesto è stato provocato da un movimento franoso.



Effetti del movimento franoso sulle strade circostanti il fabbricato.

Cedimenti Ammissibili

La previsione dei possibili cedimenti di una struttura costituisce l'atto essenziale che ci consente di poter esprimere un giudizio sulla agibilità della stessa. Prevedere, però, con esattezza l'entità dei cedimenti ammissibili da una struttura è una pretesa troppo ambiziosa, in quanto i fattori che entrano in gioco sono molteplici:

- modalità e tempi di costruzione;
- caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati;
- impostazione strutturale;
- rigidezza della struttura; ecc.

La cosa migliore, quindi, rimane quella di basarsi sull'osservazione di strutture già realizzate. A tale proposito, la letteratura geotecnica è ricca di dati significativi, che si basano sulla entità dei cedimenti ammissibili dai vari tipi di struttura.

In genere, in qualsiasi struttura si manifestano cedimenti differenziali, i quali possono avere conseguenze su essa a seconda dell'adattabilità della struttura nei confronti di tali cedimenti.

La grandezza dei cedimenti dipende:

- dalla natura del terreno;
- dalle caratteristiche della struttura di fondazione;
- dalle caratteristiche della struttura in elevazione;
- dall'entità e distribuzione del carico.

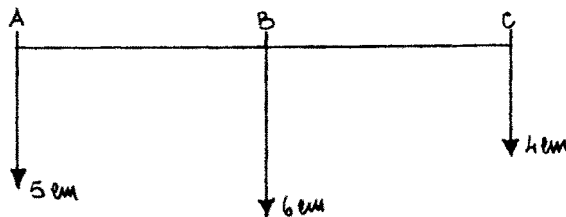
Per tali motivi diversi studiosi hanno esaminato il comportamento di opere in vera grandezza e le conclusioni, a cui essi sono giunti, possono ritenersi nella maggior parte dei casi simili e, quindi, come riferimento nella previsione dei cedimenti ammissibili.

Dopo aver effettuato il calcolo dei cedimenti, è opportuno confrontare i cedimenti di calcolo con i valori massimi dei cedimenti differenziali tollerabili dalle sovrastrutture in relazione alla distanza L fra due punti diversamente cedevoli.

Come già detto, varie sono le tabelle elaborate a tal fine, da numerosi studiosi e riportate da diversi regolamenti stranieri. In questa sede, riteniamo opportuno richiamare la seguente (Leonard):

- - muro alto continuo di mattoni $0.0005 - 0.001 \cdot L$
- - intonaci e gessi $0.001 \cdot L$

- - struttura continua in acciaio $0.002*L$
- - pareti in cemento armato $0.003*L$
- - strutture di cemento armato $0.0025 - 0.004*L$



Ced.diff. AB = $6 - 5 = 1$ cm

Ced.diff. BC = $6 - 4 = 2$ cm

Ad esempio, per due pilastri di un fabbricato in c.a. distanti 5.00 metri è accettabile un cedimento differenziale pari a $(0.0025 \div 0.004)500 = (1.25 \div 2)$ cm.

Naturalmente esistono anche riferimenti a rotazioni rigide assolute che, pur essendo di maggiore entità a differenza delle prime, in genere non comportano danni strutturali, ma solo ad una modifica dell'aspetto globale la cui accettabilità dipende dalla destinazione dell'opera.

La progettazione di una struttura risulta corretta quando essa sia in grado di garantire l'incolumità degli utenti e, quindi, quando vi sia un certo grado di sicurezza nei confronti delle normali condizioni di esercizio della struttura, in modo da evitare il rischio di crolli parziali o totali.

Risulta corretta, inoltre, se essa effettivamente è efficace, ovvero quando le deformazioni non siano tali da comprometterne l'uso e quindi il funzionamento.

A tale proposito vari sono stati i metodi di calcolo affrontati per prevedere i possibili cedimenti fondali, che possono innescarsi in una struttura. All'uopo sono stati affrontati metodi di calcolo per lo più empirici o su ipotesi semplificate del comportamento del terreno.

Questo perché le difficoltà connesse con la comprensione e la modellazione del comportamento del terreno sono molteplici, anche perché esiste la necessità di estrapolare tali schematizzazioni da dati ricavati da prove di tipo puntuale.

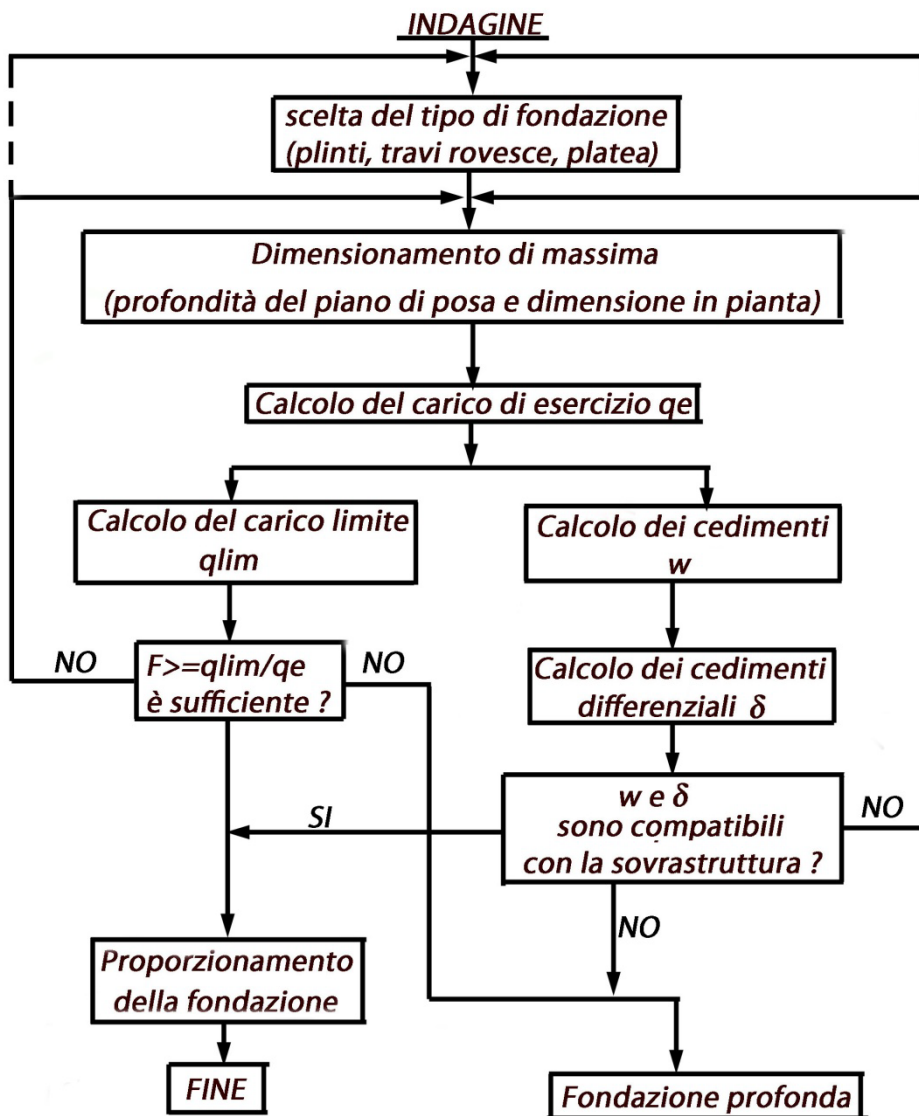
Un ruolo fondamentale, quindi, assume l'esperienza dell'operatore, sia nello scegliere il metodo di calcolo che più si addice alla problematica da risolvere, sia nella modellazione da attribuire al terreno. Operatore, che in ogni caso deve possedere una formazione ingegneristica, in quanto come si è visto, sia per il calcolo del carico limite che per il calcolo dei cedimenti, occorre scegliere il tipo di fondazione, effettuare un dimensionamento di massima in funzione del piano di posa e delle dimensioni in pianta, nonché effettuare un'analisi di carichi per stabilire il carico di esercizio e, quindi, calcolare il carico limite ed i cedimenti per effetto del carico di esercizio. Dopo questa fase, se il coefficiente di sicurezza è accettabile ed i cedimenti sono compatibili con la sovrastruttura, si passa al proporzionamento strutturale delle fondazioni; altrimenti si ripete la procedura, variando i parametri in gioco che possono essere cambiati, oppure si passa ad una fondazione di tipo profondo.

Nella progettazione geotecnica, quindi, può risultare determinante la sicurezza al carico limite e/o l'entità dei cedimenti.

In linea del tutto generale, possiamo ritenere che **per piccole fondazioni**, ridotti carichi unitari, terreni poco compressibili e strutture non sensibili ai cedimenti differenziali, è condizionante la sicurezza al carico limite.

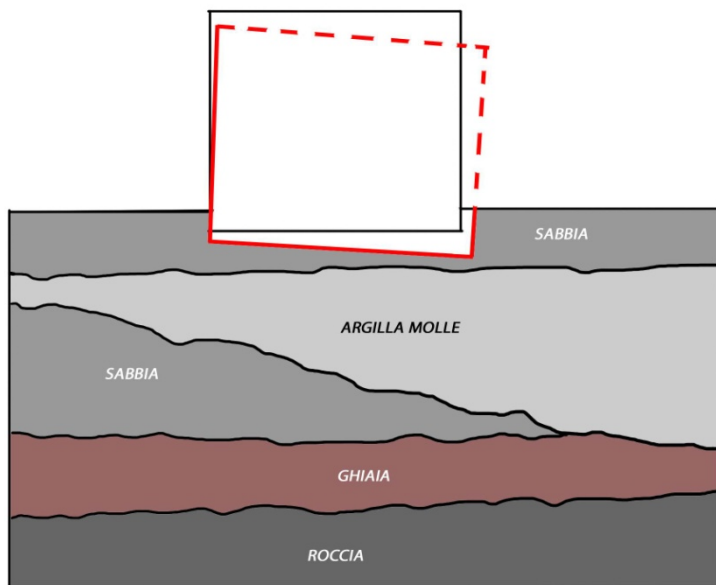
Per grandi fondazioni, elevati carichi unitari, terreni compressibili e strutture sensibili ai cedimenti differenziali, invece, sorge l'esigenza di limitare i cedimenti.

In definitiva, possiamo racchiudere il tutto schematizzando l'intera procedura alla seguente maniera.

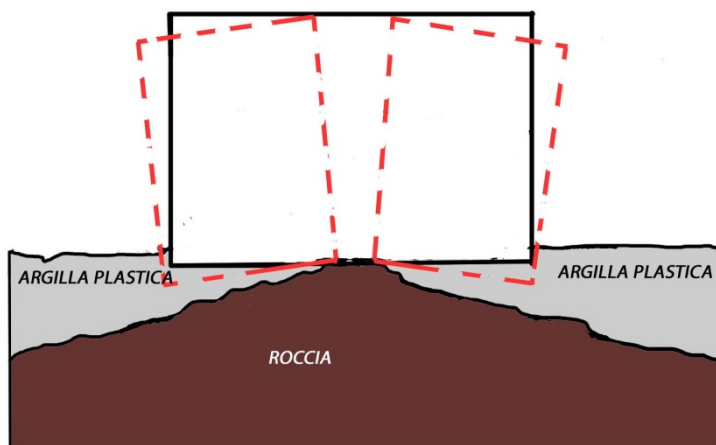


2.4.2 Principali patologie da cedimento fondale

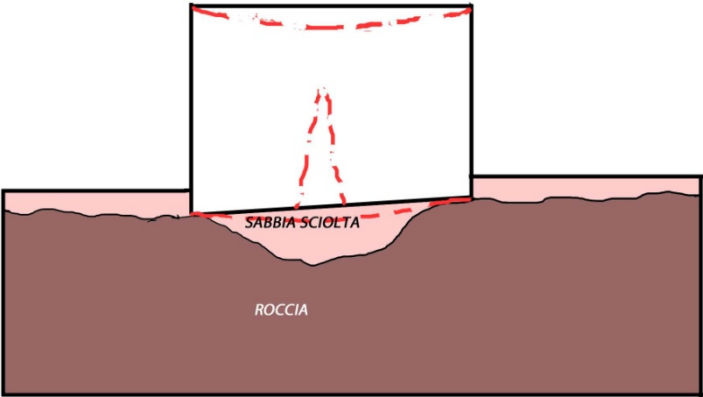
Di seguito si mostrano anche avvenimenti reali la cui documentazione fotografica è stata tratta dall'archivio "lavori" del Centro Studi progettazioni strutture & geologia geotecnica di San Vitaliano (NA).



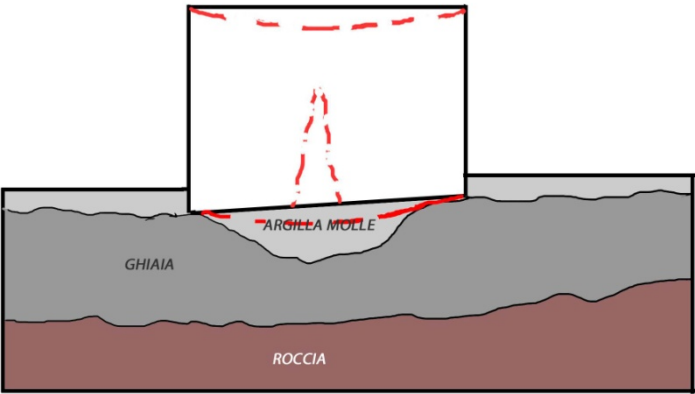
Schema 1.



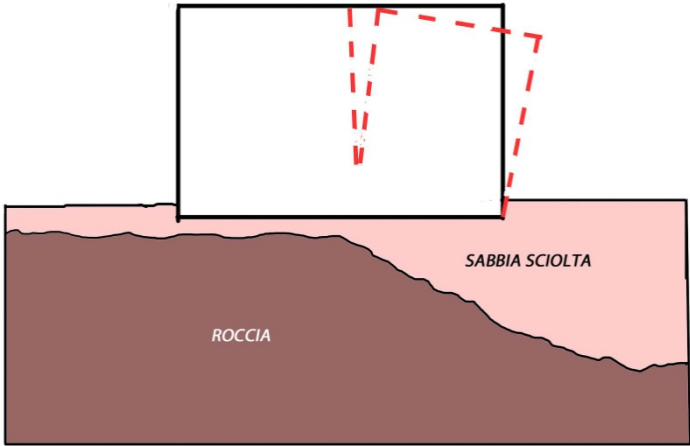
Schema 2.



Schema 3.



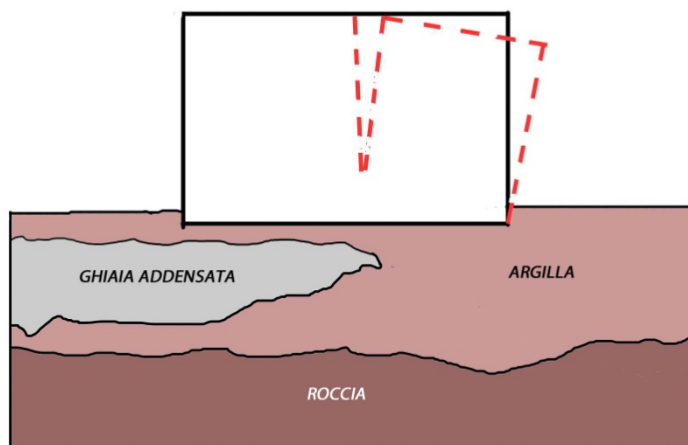
Schema 4.



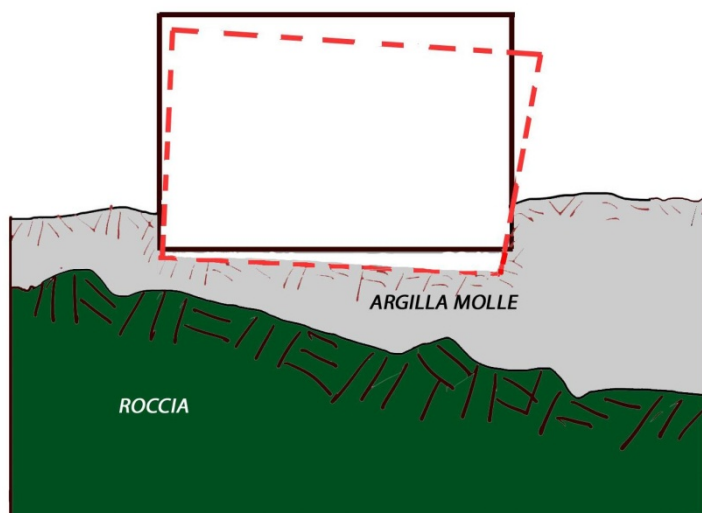
Schema 5.



Situazione reale dello schema 4.



Schema 6.



Schema 7.



Situazione reale dello schema 6.



Stradina tra fabbricati in muratura in cui si nota una frattura a terra nella sede stradale.



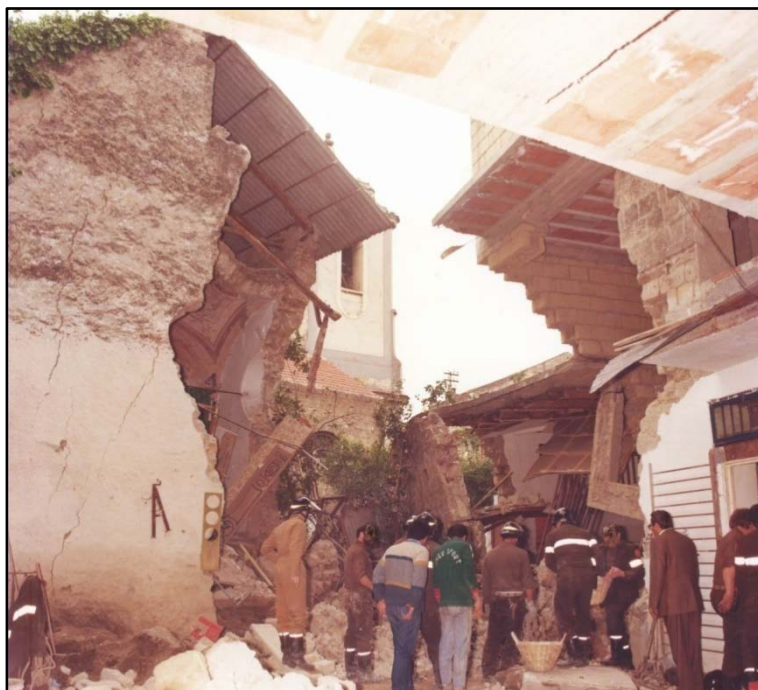
Frattura della sede stradale in adiacenza a fabbricato in muratura indicativa di un possibile stato patologico nel fabbricato.

2.4.3 Crollo per cedimento del piano fondale

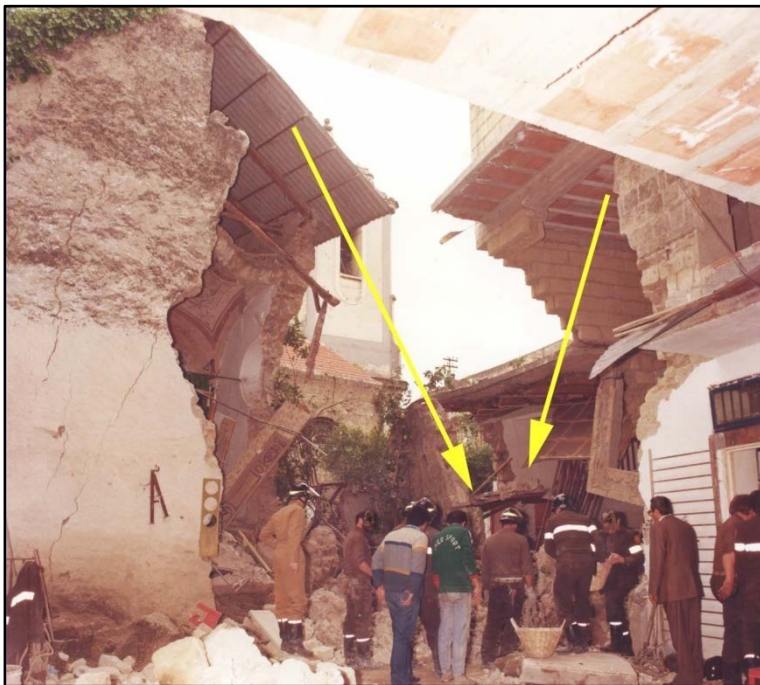
Nei successivi due paragrafi si mostrano ulteriori avvenimenti reali.



Crollo dovuto a sprofondamento del piano fondale.



Crollo dovuto a cedimento del piano fondale.



Ubicazione del dissesto fondale in base al crollo.



**Fase di recupero del malcapitato durante il crollo;
fortunatamente salvatosi perché all'interno dell'abitacolo di un triciclo.**

2.4.4 Crollo per perdite fognarie

Crollo avvenuto per perdita rete idrica e fognaria. L'asportazione delle particelle fini, dal terreno fondale, trasportate dall'acqua verso il basso in una cavità sotterranea ha determinato il crollo del fabbricato.

Questo pericolo si registra abbastanza frequentemente quando ci sono perdite idriche perché l'acqua, essendo in pressione, erode molto rapidamente il terreno circostante la perdita. Le particelle fini "migrano" dalla loro posizione originaria determinando dei vuoti molto spesso anche di notevole entità. Il medesimo fenomeno si ha quando per effetti di intensi "scrosci" una condotta fognaria, con soluzioni di continuità, va in pressione.

Ovviamente, a seconda delle caratteristiche del sottosuolo, il crollo può essere immediato oppure distanziato nel tempo.



Detriti tufacei dovuti al crollo di fabbricato per perdita fognaria.



Residuo del fabbricato crollato e “mezzanelle” in legno per carpenteria pareti di sostegno.

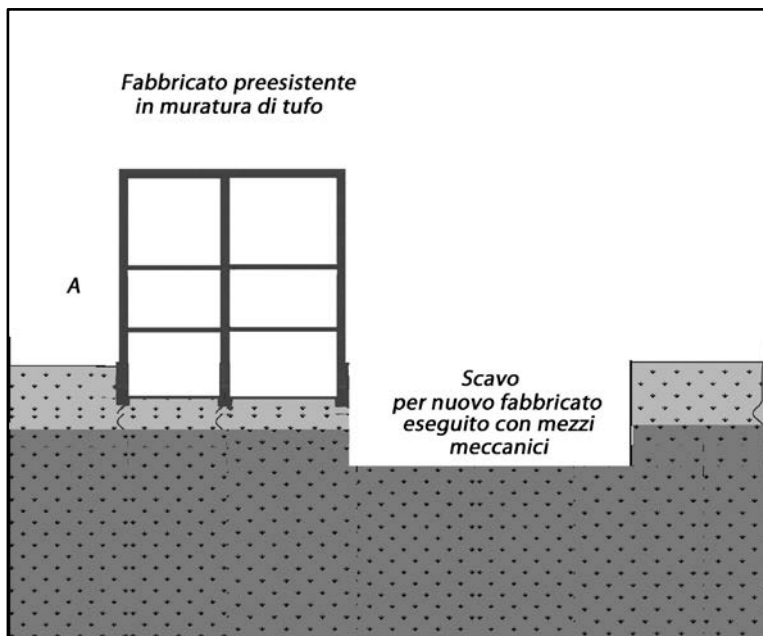


Fase di armatura pareti di sostegno a bordo condotta fognaria e cavità.



Ulteriore “vista” delle pareti residue del fabbricato crollato.

2.4.5 Crollo per “scalzamento” delle fondazioni



Vedi gli effetti nei fotogrammi seguenti.



Crollo per scalzamento fondazioni a seguito di sbancamento generale.



Gli effetti del dissesto.



Gli effetti del dissesto.



L'opera di messa in sicurezza d'urgenza.



L'opera di messa in sicurezza d'urgenza.



L'opera di messa in sicurezza d'urgenza.



L'opera di messa in sicurezza d'urgenza.

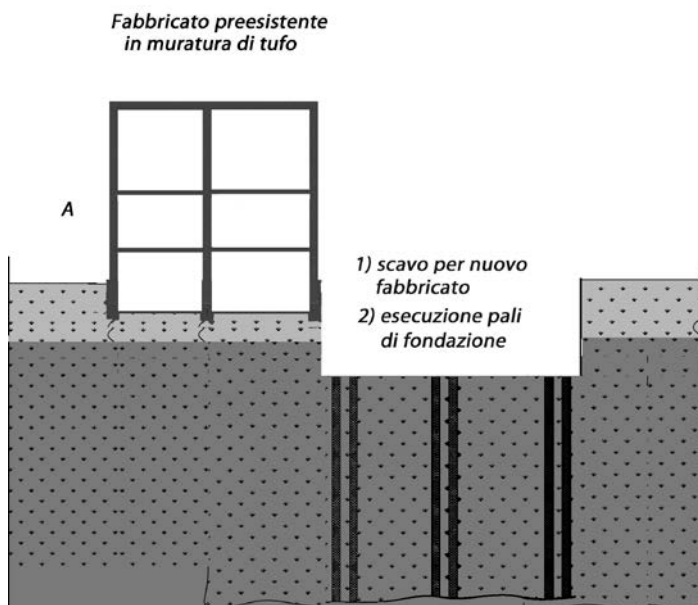


L'opera di messa in sicurezza d'urgenza.



L'opera di messa in sicurezza d'urgenza.

2.4.6 Crollo per scalzamento fondazioni e per esecuzione di pali di fondazione



Vedi fotogrammi seguenti che illustrano cosa è avvenuto durante la trivellazione dei pali.



Crollo avvenuto durante la fase di trivellazione di pali di fondazioni contigui all'edificio crollato.



Tra le macerie si nota l'attrezzatura di perforazione.



Gli effetti del dissesto.



Gli effetti del dissesto.



Gli effetti del dissesto.

Sarebbe bastata la diligenza di un mastro Raffaele qualsiasi per scongiurare gli eventi catastrofici di cui innanzi.

CAPITOLO 3. INDAGINI CONOSCITIVE E PROVE DIAGNOSTICHE

3.1 GLI STRUMENTI DI INDAGINE

3.1.1 Biffe

Tra i dispositivi tradizionali utilizzati nell'ambito delle indagini conoscitive dello stato di salute delle murature, un rapido cenno lo meritano le biffe che, per la loro facilità di impiego, sono state tra le più utilizzate nel passato, per il controllo delle fessurazioni.

Sono dispositivi che si applicano alle lesioni di un muro per seguirne l'evoluzione nel tempo. Sono realizzate, generalmente, con gesso a rapida presa, o con gesso e vetro, o con vetro applicato al muro mediante malta o mastice; la loro rottura avverte che la lesione ha subito un ulteriore allargamento.

Il limite del loro utilizzo risiede nell'incapacità di fornire un qualunque apporto numerico ai dati raccolti in fase di indagine in quanto consentono, esclusivamente, l'ottenimento dell'informazione sul se ci sia stata un'evoluzione (allargamento) della lesione monitorata e, quindi, del se siano in atto cinatismi negli elementi strutturali dell'edificio, ma non consentono di quantificare l'entità del movimento osservato.

L'apposizione di linee trasversali sulle lesioni opportunamente datate costituisce, comunque, il metodo più economico, speditivo ed efficace per tenere sotto controllo l'evoluzione di lesioni e/o ampi quadri fessurativi.



Biffa in vetro d'angolo.



Biffa in vetro su parete

3.1.2 Fessurimetri

Un'evoluzione delle biffe è costituita dai fessurimetri che si usano per misurare e registrare la variazione nel tempo di lesioni (movimenti verticali e/o orizzontali, cedimenti o assestamenti di pavimentazioni e murature).

Sono composti di due piastre parzialmente sovrapposte per il controllo delle lesioni alle pareti. Generalmente, la piastra superiore (trasparente) è incisa con una croce rossa, mentre la piastra inferiore (bianca) è incisa con un reticolo calibrato in mm sia in senso orizzontale che verticale e con l'azzeramento sulle quattro parti mediane. La misura del movimento della lesione viene indicata in mm leggendo lo sfasamento tra la piastra con la croce di riferimento e quella millimetrata.

Le due parti vanno fissate, rispettivamente, da un lato della fessura di cui si vuole misurare il movimento e l'altra dall'altra parte della fessura (cioè a cavallo della fessura). Vanno fissate con colla bicomponente o con colla da montaggio (reperibili in qualsiasi ferramenta. Il secondo tipo si dà con una piccola spatola) o meglio anche con tasselli di plastica, tipo fischer diametro 6 o 5, e viti inossidabili, mediante punta da trapano, facendo in modo che la croce di riferimento coincida con lo zero dell'asse cartesiano della griglia. Sulla piastrina va segnata con pennarello indelebile la data di posa. Dopo un congruo periodo di tempo, funzione della velocità di evoluzione del fenomeno indagato, si procede alla lettura sull'asse delle x e y della griglia. Ovviamente questo fessurimetro è adatto a misure di movimento complanare alla parete.



Posizionamento fessurimetro



Dettaglio Fessurimetro prima della rimozione “protezione”.

3.1.3 Deformometri

I deformometri sono strumenti impiegati per misurare lo spostamento relativo, tra due punti di riscontro contrapposti e/o adiacenti; si usano per conoscere le deformazioni dei cedimenti strutturali assiali mediante il controllo dello stato fessurativo su un valore dell'ordine del centesimo di millimetro.

Essi sono impiegati soprattutto nel monitoraggio strutturale, nei test e nei controlli della convergenza, anche, ad esempio, durante lo scavo di tunnel e gallerie. Esistono deformometri meccanici, elettrici ed elettromeccanici; ognuno dei quali è disponibile con diversi campi di misura e precisione. Naturalmente i deformometri meccanici sono impiegabili solo sul posto e richiedono la trascrizione manuale delle misure, mentre quelli elettrici ed elettromeccanici consentono la lettura a distanza e l'eventuale acquisizione automatica.

Tra i “Deformometri” possiamo includere:

- L'estensimetro a nastro;
- L'estensimetro a filo;
- Il fessuometro o “Crackmeter”;
- Il misuratore di giunti “Triassiale”;
- Il calibro digitale o Digital Deformeter”;
- Il trasduttore di spostamento;
- Il Trasduttore “Wireless”.

3.2 PROVE IN SITU

3.2.1 PROVE NON DISTRUTTIVE

3.2.1.1 La termografia

Le termocamere sono un valido ausilio nelle indagini preliminari sulla struttura, in particolare per l'individuazione dell'organismo strutturale (travi e pilastri) e dell'orditura dei solai, oppure per individuare la formazione di muffe e il distacco di intonaci e rivestimenti. Consentono, infatti, attraverso l'analisi di termogrammi, associati ad una preliminare calibrazione, di rilevare la variazione della consistenza e della tessitura muraria, osservando la variazione di temperatura superficiale registrata dalla termocamera. Il campo di applicazione di questo tipo di indagine non distruttivo è molto vasto e l'individuazione di elementi strutturali nascosti, l'individuazione di zone non omogenee nella muratura e la valutazione dell'estensione dell'eventuale danno meccanico sono solo alcune delle problematiche che è possibile indagare.

Il principio di funzionamento di una termocamera risiede nella sua capacità di rilevare e suddividere le radiazioni infrarosse emesse spontaneamente dai singoli punti di un corpo caldo, in un certo istante, in particolare, il metodo di rilevamento termografico si basa sulla diversa emissione di radiazioni elettromagnetiche propria a ciascun materiale.

Questa energia radiante è funzione della temperatura superficiale la quale, a sua volta, è condizionata in ciascun materiale dalla sua conducibilità termica e dal calore specifico, parametri che traducono in termini quantitativi rispettivamente l'attitudine del materiale stesso a trasmettere il calore ed a ritenerlo.

Le differenze tra i valori di questi parametri portano i materiali costituenti una muratura, ad esempio, ad assumere diverse temperature sotto sollecitazione termica, differenza misurabile in frazioni di grado centigrado.

La termografia fornisce una mappa termica della superficie del muro; nel nostro caso, rilevando la radiazione infrarossa emessa dai diversi materiali costituenti lo stesso (pietrame, malte, intonaco, intonachino, eventuale strato dipinto sopra ecc.). Il risultato ottenuto è una immagine termica dell'oggetto, visualizzabile attraverso scale di colori o di toni del grigio. Ad ogni colore o tono della scala di grigi, corrisponde un intervallo di temperatura; generalmente le differenze di temperatura associate a tale distribuzione sono dell'ordine di frazioni di grado centigrado.

Va sottolineato che la termografia è una “valutazione qualitativa dell'involucro termico” perché da essa non è possibile derivare un valore di trasmittanza dell'involucro. Ciò nondimeno, essa fornisce velocemente e con ottima precisione una visione, leggibile anche da chi non è un termotecnico, delle dispersioni termiche dell'edificio, e le differenze superficiali di temperatura delle diverse zone dell'edificio sono stimabili numericamente, se si sono rilevati bene i necessari parametri, con un'ottima precisione, con errori dell'ordine del 2%.

Per capire meglio, si ricorda che l'energia irradiante, ovvero il calore, è una radiazione che fa parte dello spettro delle Onde Elettromagnetiche ed ha un comportamento simile alla luce visibile. Essa si muove nello spazio, viaggiando alla velocità della luce, sotto forma di radiazione, e può essere riflessa, rifratta, assorbita o emessa.

I materiali emettono onde elettromagnetiche (naturalmente o meno), più propriamente essi irradiano. Tutti gli oggetti emettono energia irradiante in funzione della loro temperatura e le onde emesse sono caratterizzate

dall'energia che esse sono in grado di trasportare in funzione della loro lunghezza onda (o frequenza).

Solo allo zero assoluto (-273,15°C) la radiazione termica è nulla.

Più è alta la temperatura di un oggetto, maggiore è l'energia irradiante emessa; la termocamera non rileva direttamente la temperatura dell'oggetto, piuttosto rileva proprio l'energia irradiante emessa e la traduce in valore di temperatura, in quanto, secondo la legge di Stefan-Boltzmann, l'energia termica che giunge da un corpo è proporzionale a T^4 :

$$\frac{\text{Potenza}}{\text{Superficie}} = \frac{Q}{At} = \varepsilon \sigma T^4$$

Q è quantità di energia trasmessa;

A è la superficie del corpo;

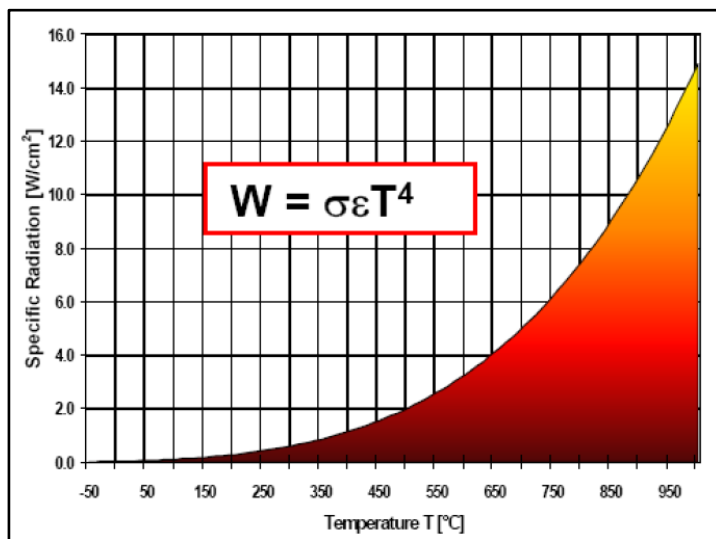
t è il tempo;

T è la temperatura del corpo;

ε è l'emissività detta anche emittanza;

$\sigma = 5,67 \cdot 10^{-8} \text{ J/(s m}^2 \text{ K}^4)$ la costante di Boltzmann.

L'emissività, che è la capacità di un corpo di irradiare energia termica, in relazione alla sua temperatura reale, è un numero compreso tra 0 ed 1 ed indica l'efficienza del radiatore. In realtà, tutti gli oggetti in natura hanno un'emissività <1 in quanto solo il corpo nero ha $\varepsilon=1$ (ovvero emette o assorbe il 100% dell'energia che possiede), ma esso è un oggetto ideale, la cui esistenza è esclusivamente teorica e non esiste in realtà.



La legge di Stefan-Boltzmann.

In genere l'emissività di materiali metallici lucidi è bassa, solitamente minore di 0,25 ed aumenta notevolmente con l'aumentare dell'ossidazione o della rugosità superficiale; l'emissività dei materiali non metallici è alta, di solito maggiore di 0,8. La radiazione emessa da un materiale opaco si genera entro pochi micron dalla superficie. Quindi, l'emissività di superfici verniciate è caratteristica dello strato applicato più che del materiale sottostante. La maggior parte delle vernici biologiche ha valori di emissività molto alti, intorno a 0,95.

Nella maggior parte dei casi non occorre conoscere l'esatta temperatura di un oggetto, ma piuttosto se esso è più caldo o più freddo degli oggetti circostanti. Per queste applicazioni generali è raccomandabile impostare l'emissività dell'imager su 0,95 e la temperatura dello sfondo su quella ambiente.

Chiariti questi aspetti, si ricorda, poi, che l'analisi termografica può essere condotta in modo attivo o passivo.

Nelle applicazioni di tipo passivo si analizzano gli effetti di cicli termici naturali (insolazione e successivo raffreddamento); non viene fornita alcuna sollecitazione termica, ma viene semplicemente rilevata l'energia emessa dalla muratura. E' possibile in questo modo rilevare ed identificare

infiltrazioni, dispersioni termiche, umidità di risalita, o condensazione; si può inoltre rilevare l'eventuale presenza di acqua nelle murature.

Questo tipo di indagini dà, però, risultati solo di tipo qualitativo; per avere dati quantitativi, è necessario integrarle con altre tipologie di indagine, ad esempio quelle gravimetriche.

Nel caso attivo, invece, le superfici sono riscaldate artificialmente, ovvero viene fornita una sollecitazione termica (naturale o artificiale) e rilevata l'energia emessa dalla muratura sia in fase di riscaldamento che di raffreddamento.

La termografia passiva interessa solo lo strato più superficiale della muratura, quella attiva può essere utilizzata per indagare strati collocati ad una certa profondità (fino a 10÷20 cm).

In tal caso, la superficie da indagare è riscaldata per diverse ore, in modo che il calore, grazie alla conducibilità termica del materiale, interessi strati più profondi nel muro. E' possibile in questo modo rilevare distacchi di intonaci e individuare elementi strutturali non a vista.

Molteplici sono i vantaggi offerti dalle indagini termografiche; in primo luogo sono applicabili a vaste porzioni di murature, o interi prospetti; sono utilizzabili nella diagnostica di pareti affrescate o rivestite in quanto non richiedono il contatto diretto; sono valide per l'individuazione di vuoti o cavità, di inclusioni di differenti materiali, di anomalie e modifiche nella tessitura, per la verifica della presenza umidità, per il rilievo di impianti incassati.

Per contro tra gli svantaggi va osservato che:

- in assenza di adeguata sollecitazione termica, la termovisione di antichi manufatti si limita agli strati più esterni;
- che sussiste una forte sensibilità sui risultati osservati in funzione delle condizioni al contorno; inoltre, è necessario la calibrazione degli algoritmi di acquisizione al fine di ottenere dati veritieri;
- che è impossibile rilevare oggetti con temperatura al di fuori dell'intervallo di calibrazione o oggetti con emissività troppo bassa;

- che è problematico rilevare un oggetto la cui riflessione o emissione di radiazione infrarossa non è uniforme in tutte le direzioni.

Come detto, la termografia risente in maniera sensibile delle condizioni climatiche e ambientali del luogo dove il tecnico si trova a operare; occorre, dunque, una serie di accorgimenti tecnici al fine di realizzare un'indagine termografica perfetta.

Se si volessero ricercare distacchi di intonaco e/o texture murarie, bisognerebbe procedere con una termografia attiva ed è chiaro che non c'è nulla di meglio dell'apporto di calore (gratuito) che ci fornisce l'irraggiamento solare.

Se, invece, l'obiettivo è quello di ricercare eventuali dispersioni termiche e/o acqua e, dunque, si procede con indagine termografica passiva, una prima accortezza per ottenere dei risultati accettabili, è quella di operare in assenza di irraggiamento solare. La condizione ideale sarebbe lavorare dopo il tramonto del sole, quando l'edificio da analizzare si trova in fase di raffreddamento.

Ai fini dell'attendibilità dell'analisi termografica, è altresì ovvio che non avrebbe senso lavorare in condizioni climatiche avverse con pioggia, neve o vento forte in quanto la temperatura, l'umidità e la velocità del vento influenzano la qualità dei risultati, modificando le modalità con cui avviene lo scambio termico tra materiali e l'ambiente circostante. Inoltre, è necessario che a cavallo della struttura vi sia uno sbalzo termico di almeno 10 °C; questo per consentire di apprezzare sui termogrammi le anomalie termiche eventualmente presenti.

Infine, c'è un altro fattore che, se non considerato, può limitare l'efficacia della termografia, ovvero la presenza e la tipologia di sorgenti calde, come tubazioni non isolate termicamente, elementi scaldanti ecc. .

Tutti questi elementi, infatti, possono influenzare la distribuzione della temperatura sui componenti dell'involucro edilizio. Analoga (e negativa) influenza la possono avere eventuali riflessi di luce provenienti da altre

superfici, che potrebbero essere scambiati erroneamente per difetti della struttura.

In definitiva, le condizioni ottimali per produrre termogrammi perfetti sono quelle di operare in condizioni ambientali stabili.

Ciò significa che il clima e gli oggetti nell'ambiente di misura, così come qualunque altra influenza, non devono cambiare durante la misura. Questo è l'unico modo per valutare possibili fonti d'interferenza e documentarle per la successiva analisi.

Per misure all'aperto, le condizioni atmosferiche devono essere sempre e comunque stabili ed il cielo nuvoloso, al fine di schermare l'oggetto dell'indagine, sia dalla luce diretta del sole, sia dalla “radiazione diffusa fredda della volta celeste”.

Bisogna anche tenere presente il fatto che gli oggetti da termografare possono essere ancora caldi per effetto della precedente esposizione alla luce solare a causa della loro capacità di accumulare calore.

Le condizioni ambientali per effettuare misure ideali nell'ambito delle analisi termografiche attive sono le seguenti:

- Condizioni atmosferiche stabili;
- Cielo nuvoloso prima e durante la misura (per misure all'aperto);
- Assenza di luce solare diretta prima e durante la misura;
- Assenza di precipitazioni;
- Superficie dell'oggetto di misura asciutta e priva di fonti termiche d'interferenza (es. assenza di fogliame sulla superficie);
- Assenza di vento o correnti d'aria;
- Assenza di fonti d'interferenza nell'ambiente di misura o nel percorso di trasmissione;
- La superficie dell'oggetto di misura è ottimale se ha emissività elevata.

Più in generale, quando si scatta un'immagine termica (*termogramma*), bisogna sempre prestare attenzione a due particolari fattori alla scelta del giusto campo d'inquadratura ed alla corretta messa a fuoco dell'immagine termica sull'area rilevante per la misura, non potendosi modificare né il campo d'inquadratura né l'immagine, una volta che l'immagine termica è stata salvata.

Per ottenere un'immagine termica efficace allo scopo, si possono considerare i seguenti accorgimenti:

- Scegliere una scala di colori adeguata in quanto in base ad essa si otterrà un'immagine termica a contrasto elevato e, quindi, facile da interpretare.
- Regolare manualmente la scala di temperatura. In questo modo si potrà migliorare la gradazione di temperatura od il colore dell'immagine termica.
- Considerare, prevenire o schermare tutte le fonti d'interferenza.
- La superficie dell'oggetto di misura deve essere priva di fonti ottiche e termiche d'interferenza.
- Ove possibile, rimuovere le coperture e gli oggetti che causano interferenza dall'ambiente.
- Cambiare posizione quando si effettua la misura al fine di individuare qualunque riflessione (le riflessioni si spostano, mentre le caratteristiche termiche dell'oggetto di misura restano nello stesso posto, anche se cambia l'inclinazione).
- L'area di misura non deve mai essere più grande dell'oggetto di misura.
- Mantenere la distanza di misura quanto più piccola possibile.
- Utilizzare una termocamera con una fotocamera digitale integrata in modo da poter usare immagini reali per l'analisi comparativa tra fotogramma e termogramma in un momento successivo.
- Annotare tutte le condizioni ambiente e misurarle e documentarle dove necessario per un'analisi successiva delle immagini termiche.

3.2.1.2 Prove soniche ed ultrasoniche

Le prove ultrasoniche consistono nel misurare ed analizzare le caratteristiche di propagazione delle onde elastiche all'interno dei solidi murari e si utilizzano per l'individuazione delle parti degradate della muratura, per la valutazione della loro omogeneità, del quadro fessurativo e per la misura dello spessore.

In particolare, scopo delle prove è:

- Verificare l'omogeneità di un elemento strutturale;
- Valutare qualsiasi mutamento delle proprietà dei materiali a causa di fenomeni di degrado;
- Esaminare i difetti in elementi strutturali (cavità, fessurazioni, strati superficiali danneggiati,...).
- Stimare l'ordine di grandezza della resistenza dei materiali utilizzati.

Il principio fisico alla base della prova è la misura del tempo di propagazione di un impulso meccanico tra una sonda trasmettitore ed una ricevente.

La velocità di propagazione dipende dal materiale attraversato; in particolare, è funzione dell'elasticità e della resistenza del materiale: maggiore è la velocità, maggiore sarà il modulo elastico e, quindi, la resistenza.

Ad esempio, la presenza di vuoti o eterogeneità del materiale in esame è causa di un ritardo del segnale

La relazione che lega la velocità delle onde elastiche in un mezzo omogeneo, isotropo e perfettamente elastico, al modulo elastico dinamico E_d è espressa da:

$$E_d = v^2 d \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$$

dove:

E_d è il modulo di elasticità dinamico in Pa (N/m²);

v è la velocità dell'onda in m/s ;

ν è il modulo dinamico di Poisson;

d è la densità del mezzo in kg/m³.

Nel suo propagarsi l'onda elastica perde energia, a causa di un duplice fenomeno; da un lato avviene una diminuzione dell'intensità secondo la legge di propagazione dell'onda di tipo sferico, dall'altro si verifica un'ulteriore diminuzione all'interfaccia tra le varie discontinuità che l'onda incontra e dove l'energia viene in parte riflessa ed in parte rifratta.

Operativamente le fasi prevedono la misura del tempo di propagazione dell'onda, verificando le frequenze ed eventuali attenuazioni; nota, poi, la distanza reciproca tra la sonda trasmittente e la sonda ricevente, si può procedere al calcolo della velocità e risalire al modulo elastico dinamico.

La strumentazione di prova è generalmente costituita da:

- una sorgente di emissione di onde elastiche (martello strumentato, vibrodina elettromagnetica o ad aria compressa);
- un captatore dell'energia sonora (velocimetro, accelerometro);
- un'apparecchiatura di rilevazione e registrazione dei segnali.



Strumentazione di prova.

La prova può essere eseguita in due modi:

- a) **Per trasmissione:** Si monitorano la propagazione di onde ultrasonore, ovvero onde con frequenze maggiori di quelle percepibili dall'orecchio umano e del segnale trasmesso;
- b) **Per riflessione:** si monitora il segnale riflesso o diffratto da qualsiasi superficie o discontinuità.

In entrambi i casi si possono utilizzare o una sonda unica che funge sia da trasmettitore sia da ricevente, oppure una sonda accoppiata o due sonde separate di trasmissione e ricezione.

Qualunque sia la strada adottata, i passaggi successivi prevedono il seguente schema di funzionamento: la sonda emittente, sollecitata da impulsi ad alta tensione, genera onde di pressione che costituiscono il fascio ultrasonoro il quale raggiunge la sonda ricevente che, a sua volta, trasforma la pressione acustica in un segnale elettrico; tale segnale ferma un contatore di tempo innescato dalla sonda emittente al momento della generazione del fascio. Il tempo misurato dal timer coincide con il tempo di propagazione del fascio ultrasonoro tra i punti di misura.

Nei mezzi elastici ed isotropi l'impulso emesso può essere diviso in onde di dilatazione e di compressione, la cui velocità di propagazione viene indicata con V_L , e di taglio con velocità V_T .

Nelle murature i fenomeni delle riflessioni o delle rifrazioni multiple rendono complessa l'indagine, in quanto è difficoltoso correlare la velocità delle onde con la caratterizzazione meccanica della muratura; quindi si utilizzano potenze più forti e frequenze inferiori, generalmente comprese tra 16 KHz e 20MHz.

Mediamente, su edifici in muratura, si ottengono valori della velocità variabili tra 1200 m/s e 2500 m/s , ed il valore di 1400 m/s può essere considerato come soglia al di sotto della quale si è in presenza di un fenomeno di degrado delle murature. Queste misure vengono solitamente eseguite per trasparenza (ossia

con emettitore e captatore posizionati su due punti speculari delle facce della muratura) e secondo una maglia regolare.

I moduli elastici dinamici che si ricavano da questa relazione sono di valore superiore a quelli ottenibili con prove statiche e si discostano sempre più man mano che si passa da un mezzo perfettamente omogeneo ed isotropo, ad uno disomogeneo ed anisotropo.

In sintesi queste prove vedono la loro utilità al fine di:

- estendere, mediante misure di confronto, le valutazioni ottenute con le prove di tipo statico, ricavando informazioni qualitative sulle variazioni delle caratteristiche elastiche.
- valutare l'incremento di densità delle murature durante un intervento di consolidamento, potendo quindi formulare un giudizio sulla riuscita o meno dello stesso.
- Stima della resistenza a compressione delle murature, applicando la seguente formula (che fornisce valori approssimati del 10÷15%):
-

$$R_{compressione} = \frac{E_d}{1250}$$

Va necessariamente detto che, a differenza di quanto avviene per indagini in edifici in cemento armato, nelle murature è possibile una valutazione solo di tipo qualitativo e non quantitativo dei parametri meccanici onde evitare di commettere errori grossolani in quanto esiste una notevole variabilità dei valori che si ottengono nelle strutture in muratura, a causa dell'estrema varietà mineralogica, tipologica e tecnologica presente in esse, oltre all'ulteriore causa di indeterminatezza legata alla possibile alterazione della misura indotta dalla presenza di alte percentuali di umidità nel materiale.

3.2.1.3 Indagini sclerometriche

Generalmente, questa tipologia di prova vede la sua più efficace applicazione in strutture in c.a. piuttosto su edifici in muratura; tuttavia possono essere impiegate per la valutazione della resistenza locale e della qualità superficiale delle murature. Lo strumento di prova è lo sclerometro, che è essenzialmente costituito da una massa in acciaio che, grazie ad una molla posta in tensione, viene lanciata contro la superficie da investigare. La massa, rimbalzando, trasporta con sé un indicatore che scorre su una scala graduata. L'elasticità del materiale ed, implicitamente, la sua resistenza possono essere messe in relazione con il valore di rimbalzo.



Sclerometro.

Si può, quindi, utilizzare l'indagine sclerometrica per procedere velocemente alla mappatura delle zone di distacco tra i materiali, e, nei paramenti a sacco, per verificare l'unione tra muratura esterna e riempimento, o per stimarne, tramite curva di taratura dello strumento, la resistenza.

Per ottenere dei valori significativi, è necessario provvedere preventivamente alla rimozione degli intonaci ed alla regolarizzazione superficiale delle zone di prova, tenendo ben presenti i limiti legati alla limitata profondità d'indagine che riguarda solo gli strati superficiali.

3.2.1.4 Prove di carico su solai

Le prove di carico sugli orizzontamenti si utilizzano per definire l'elasticità e la portata dell'elemento strutturale esaminato, valutando la risposta in termini di deformazione verticale in punti noti della struttura sottoposta a carichi predeterminati ed equivalenti a quelli teorici previsti, verificando, inoltre, che l'entità delle frecce registrate sia inferiore a quella teorica e che le stesse si manifestino proporzionalmente ai carichi applicati ed, infine, che le deformazioni residue tendano allo zero.

Tali prove vengono eseguite, generalmente, o su strutture esistenti che abbiano manifestato segni di cedimento o per le quali sia previsto un cambiamento di destinazione d'uso con conseguente aumento dei carichi o su strutture nuove da sottoporre a collaudo statico.

La prova va progettata con attenzione, anche perché spesso la logistica esecutiva è più complessa dell'esecuzione stessa ed è importante produrre una simulazione preventiva applicando, in funzione dello schema statico di progetto, i carichi reali di collaudo e valutando preventivamente l'entità delle frecce conseguenti nei punti in cui si andranno a misurare in cantiere. Ciò è solitamente demandato al progettista delle strutture che deve valutare anche le eventuali criticità (punzonamenti, rischi locali etc.). Il carico da applicare sulla struttura da testare raramente equivale a quello teorico di progetto; è quasi sempre necessario procedere al calcolo dello stesso in funzione delle condizioni al contorno tipiche della situazione di prova e sempre diverse: tipicamente il carico reale dipende dalla tipologia di applicazione (distribuito o puntuale), dalla dimensione dell'impronta, dal grado di collaborazione laterale nel caso di impalcato, dalla percentuale di ricoprimento dell'area d'influenza (nel caso di serbatoi d'acqua) etc. ed è sempre maggiore o uguale a quello teorico.

Relativamente all'esecuzione, salvo diversa indicazione del Collaudatore, la prova viene svolta applicando per cicli successivi di carico-scarico, secondo step

regolari, le azioni definite nella relazione di progetto della prova stessa, misurando in punti caratteristici prestabiliti le frecce indotte. Le azioni, come riportato nel D.M. 14/01/2008, dovranno essere in generale «tali da indurre le sollecitazioni massime di esercizio per combinazioni caratteristiche rare». Salvo casi rarissimi in cui l'elasticità della struttura in prova sia assolutamente comprovata a priori, è sempre opportuno procedere ad almeno due cicli completi di carico-scarico per consentire alla struttura stessa di «depurarsi» durante il primo ciclo, di eventuali deformazioni residue dovute ad assestamenti del complesso strutturale. Al termine della prova dovrà essere possibile costruire un grafico isteretico rappresentativo.

Anche se ogni prova di carico presenta caratteristiche proprie e peculiari, in linea di, massima, per quelle più diffuse sugli orizzontamenti, si dovranno tener presenti alcuni criteri generali:

- a) la zona di carico (nel caso di prove su solai) dovrà essere sufficientemente distante dalle travi o sostegni paralleli all'orditura per non risentire del loro possibile effetto collaborante che, per strutture di recente concezione, è spesso non trascurabile per la presente della cappa superiore armata;
- b) la larghezza della striscia di carico (per prove con serbatoi) dovrà essere tale da interessare almeno tre travetti contigui;
- c) nel caso di solaio a getto pieno, la distribuzione di misura delle deformazioni verticali dovrà comprendere almeno tre punti per ciascuna delle due direzioni principali di orditura;
- d) visto che, di solito, le prove di carico si eseguono sulla struttura grezza, al carico variabile di normativa dovrà essere opportunamente sommato quello dovuto ai carichi mancanti, non ancora posati;
- e) per evitare fenomeni dinamici o rotture fragili, il carico di prova dovrà sempre essere applicato per gradi e secondo step di entità costante ed intervalli di tempo regolari, monitorando in continuo (ecco l'importanza

di avvalersi di un'attrezzatura adeguata e professionale) gli spostamenti nei punti predefiniti e consentendo alla struttura un adeguato completamento dello stato deformativo, sia in fase di carico che in fase di scarico;

- f) nel caso di solai monodirezionali sarà sempre opportuno misurare, oltre alle frecce caratteristiche della campata lungo la direzione principale (appoggi, mezzeria, quarti etc..), anche qualche valore delle deformazioni trasversali in modo da poter successivamente valutare il grado di collaborazione laterale.

Prove con carichi distribuiti:

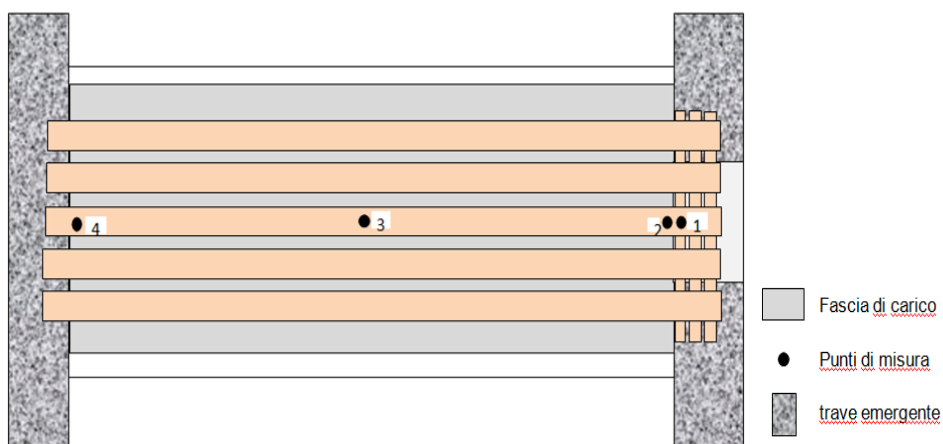
Nella maggioranza dei casi, il carico di prova è applicato attraverso il posizionamento di serbatoi per collaudi di idonee dimensioni, opportunamente caricati d'acqua; questo metodo ha il grande pregio di essere in grado di riprodurre più fedelmente quanto ipotizzato in fase di progetto (carico distribuito) ma comporta un tempo relativamente lungo d'esecuzione.

A titolo di esempio si fa riferimento ad una prova eseguita su un solaio in legno mediante l'uso di un materasso ad acqua per l'applicazione del carico, e di n° 4 comparatori analogici di precisione 0.01 mm per rilevamento deformazione.

I comparatori per gli abbassamenti vanno disposti in corrispondenza di punti significativi quali ad esempio: n°1 piattabanda; n°2 appoggio piattabanda; n°3 mezzeria; n°4 appoggio muratura.

Il carico di collaudo viene applicato gradualmente versando acqua nel materasso fino a raggiungere il carico prefissato.

Si procede rispettando prefissati step di carico e scarico:



Schema della prova su solaio in legno.

In questo caso si è andato a verificare che la freccia misurata in campata in corrispondenza del carico limite di prova, depurata dagli abbassamenti agli appoggi, fosse minore del valore limite previsto e l'eventuale manifestazione di fratture, fessurazioni, deformazioni o dissesti siano tali da non compromettere la sicurezza della struttura.



Materasso utilizzato per l'applicazione del carico distribuito.



Comparatori di misura posti in corrispondenza della piattabanda e dell'appoggio.



Comparatore di misura posto in corrispondenza della mezzeria.

Nella pratica professionale possono verificarsi casi in cui sia impossibile procedere alla prova mediante l'utilizzo di materassi o per indisponibilità degli stessi in tempi compatibili con quelli di cantiere o per scelta tecnica.

Il tecnico potrebbe avere necessità di “personalizzare” gli step di carico o l'area di carico ed, a tal fine, è possibile predisporre prove realizzando “artigianalmente” le vasche di carico mediante l'utilizzo di teli in plastica opportunamente collocati.



Esempio di vasca artigianale.

Quando si deve eseguire una prova di carico su un solaio è di fondamentale importanza stabilire la striscia di larghezza “b” da caricare e la determinazione del carico da porre su tale striscia, carico che deve essere tale da produrre lo stesso spostamento che si otterrebbe caricando l'area di tutto il solaio. Cioè tutta la zona tra i quattro pilastri di specifico interesse oppure nel caso di edifici in muratura quella racchiusa tra i muri di perimetro del solaio.

I travetti dei solai, generalmente, vengono calcolati supponendo che ogni travetto sia indipendente da quello vicino. Il comportamento reale, invece, è diverso giacché i solai si comportano come piastre, più o meno, vincolate sui quattro lati. Ciò comporta che anche i travetti lontani dalla zona di carico forniscono una certa collaborazione con il travetto più sollecitato. Con diverse prove sperimentali si è dimostrato che lo spostamento nella mezzeria del solaio, a parità di carico distribuito a metro quadrato di solaio, aumenta all'aumentare della larghezza del carico.

Nel caso del fotogramma innanzi riportato, lo scopo era effettuare una prova su di un solaio (con pavimento) di un edificio scolastico a Tufo (AV).

Lo scrivente ha adoperato la seguente formula:

$$\frac{f}{F} = 0,0233 + 1,6100 \left(\frac{b}{B} \right) - 0.6161 \left(\frac{b}{B} \right)^2$$

in cui:

b= larghezza della striscia di carico;

B= larghezza massima della striscia di carico;

f= Spostamento verticale della mezzeria del solaio, corrispondente alla generica larghezza b della striscia di carico;

F= Spostamento verticale della mezzeria del solaio, corrispondente alla generica larghezza B della striscia di carico;

esempio del calcolo effettuato:

$$\frac{f}{F} = 0,0233 + 1,6100 \left(\frac{b}{B} \right) - 0.6161 \left(\frac{b}{B} \right)^2 =$$

$$\begin{aligned}\frac{f}{F} &= 0,0233 + 1,6100 \left(\frac{3,00}{5,40} \right) - 0.6161 \left(\frac{3,00}{5,40} \right)^2 \\ \frac{f}{F} &= 0,0233 + 1,6100 \cdot 0,5555 - 0.6161 \cdot (0,555)^2 \\ \frac{f}{F} &= 0,0233 + 0,89444 - 0.6161 \cdot 0,308642 \\ \frac{f}{F} &= 0,0233 + 0,89444 - 0.19015 \\ \frac{f}{F} &= 0,72759\end{aligned}$$

Ne risulta che:

$$\begin{aligned}q_1 &= \frac{1}{0,72759} q \\ q_1 &= 1,3744 \cdot 350 = 481 \text{ kg/mq}\end{aligned}$$

Corrispondenti a 48cm di acqua da caricare 12 cm alla volta:

$$\frac{48}{4} = 12 \text{ cm alla volta}$$

Calcolato il rapporto f/F , in definitiva il problema si ridusse a determinare il carico sulla striscia di larghezza $b=3.00\text{m}$ che avrebbe prodotto lo stesso spostamento se si fosse caricata tutta la zona di solaio racchiusa tra i quattro muri di tufo di perimetro con larghezza $B=5.40\text{m}$.



Vasca a pieno carico.



Colonna d'acqua uguale a 48cm corrispondente a un carico pari a 480kg/mq.

Si decise, poi, di procedere con 4 step di carico successivi, ciascuno costituito da una colonna d'acqua di 12cm, al fine di definire un numero discreto di misure

per il tracciamento del diagramma di spostamenti in fase di carico e di scarico in modo da verificare con certezza che le deformazioni accrescessero proporzionalmente ai carichi in fase di carico e che, per contro, decrescessero proporzionalmente in fase di scarico.

Prove con carichi concentrati

Con le dovute cautele (rischio di punzonamento o di incapacità resistente del contrasto superiore) è possibile, in tutti quei casi in cui non si possa procedere all'applicazione del carico di prova mediante materassi o vasche, simulare il carico distribuito utilizzando sistemi idraulici in grado di applicare uno o più carichi puntuali che producano un momento flettente a punti equivalente a quello teorico.

La forza equivalente, F_{eq} , è definita come forza applicata su una linea di un metro, in corrispondenza della mezzeria di un solaio, trasversalmente alle nervature, capace di indurre lo stesso momento massimo prodotto da un carico uniformemente distribuito q .

$$F_{eq} = c_v b q L$$

dove:

C_v è coefficiente di vincolo, deriva dall'eguaglianza tra il momento dovuto al carico concentrato e distribuito;

b è la fascia trasversale di solaio collaborante [m];

q è il carico uniformemente distribuito di prova [kg/m^2];

L è la luce del solaio [m];

Ancora una volta, a titolo di esempio, si riporta una prova realmente eseguita su un solaio latero-cementizio, svolta applicando un carico costituito da una forza concentrata su una striscia larga 1 metro. Il carico è stato applicato a “spinta”

mediante l'utilizzo di un martinetto oleodinamico posizionato nella mezzeria del solaio.

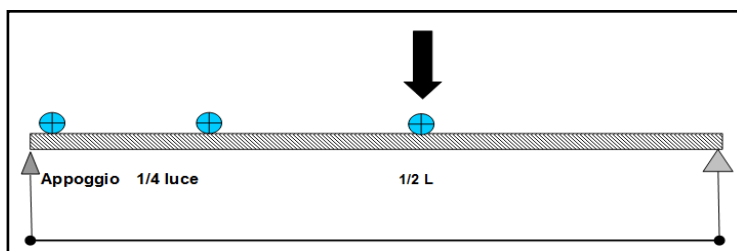


Martinetto oleodinamico.

La rilevazione delle deformazioni è stata effettuata mediante l'impiego di un'unità di acquisizione delle deformazioni con datalogger collegato ad un computer e di trasduttori di spostamento di tipo LVDT modello Schaevitz.

I punti di misura possono essere materializzati mediante basi fissate direttamente sul solaio e identificati seguendo uno schema del tipo:

- n.1 Appoggio;
- n.2 posizionato ad $1/4$ luce;
- n.3 posizionato in mezzeria;



Schema della prova.

In generale, i risultati delle prove di carico devono essere riassunti in un verbale che contenga tutte le informazioni necessarie all'identificazione univoca della

struttura in esame ed una sua descrizione, i criteri teorici e quelli funzionali che hanno condotto alle scelte esecutive messe in atto durante il collaudo e, naturalmente, i dati di deformazione registrati nei punti di misura scelti in fase preliminare. Il giudizio sull'esito della prova (Cap. 9.2 del D.M. 14/01/2008) è responsabilità del Collaudatore e deve essere valutato secondo i seguenti criteri:

- a) le deformazioni si accrescano all'incirca proporzionalmente ai carichi;
- b) nel corso della prova non si siano prodotte fratture, fessurazioni, deformazioni o dissesti che compromettano la sicurezza dell'opera;
- c) la deformazione residua dopo la prima applicazione del carico massimo non superi una quota parte di quella totale commisurata ai prevedibili assestamenti iniziali di tipo anelastico della struttura oggetto della prova. Nel caso, invece, che tale limite venga superato, prove di carico successive devono indicare che la struttura tenda ad un comportamento elastico;
- d) la deformazione elastica non risulti maggiore di quella calcolata. Il Collaudatore, nel caso ed in relazione all'importanza dell'opera, può integrare le prove statiche con prove dinamiche e prove a rottura su elementi strutturali o, in alternativa, può ordinare l'esecuzione di una campagna di prove non distruttive o semi distruttive.

La rappresentazione tipica dei risultati di una prova di carico avviene sotto forma di diagramma carico-deformazione multi ciclico o «diagramma isteretico» della prova; Dal grafico e dalla forma delle curve d'isteresi si possono immediatamente desumere alcune informazioni estremamente importanti : più la curva tende a rappresentare una retta, più il comportamento della struttura si può dire elastico; ciò raramente accade per la presenza di deformazioni permanenti e plastiche dovute al peso proprio e ad altri carichi permanenti, all'eventuale parziale cedimento degli appoggi etc. La curva è, quindi, una spezzata e l'area da essa racchiusa rappresenta l'energia dissipata durante il processo di carico-scarico della struttura eseguito per fasi successive.

3.2.2 PROVE MODERATAMENTE DISTRUTTIVE

3.2.2.1 L'ispezione diretta

L'ispezione diretta può essere eseguita effettuando un limitato scasso su porzioni di muratura al fine di rimuovere, in primo luogo, l'intonaco, consentendo il riconoscimento a vista del tipo di materiale strutturale in opera ed il tipo di tessitura muraria.



Esempio di ispezione diretta.



Esempio di ispezione diretta.



Esempio di ispezione diretta.

L'ispezione diretta di lesioni consente, comunque, ad un occhio esperto di stabilire se la lesione è recente oppure remota.

Tuttavia questa tipologia di ispezione consente il solo riconoscimento del livello più superficiale del pacchetto tecnologico costituente la muratura in opera. Per conoscere la stratificazione dello spessore murario e, dunque, non solo classificare la tipologia di muratura, ma anche la qualità della posa in opera ovvero lo stato di salute interno, è possibile procedere mediante carotatrice a rotazione con testa diamantata, al fine di estrarre campioni cilindrici.



Campione cilindrico.



Campione cilindrico.

3.2.2.2 Prove endoscopiche

Una procedura molto semplice che prevede l'esecuzione di un foro trasversalmente alla muratura ed il successivo inserimento all'interno di questi fori di endoscopi, collegati o meno ad una apparecchiatura fotografica o ad una videocamera, permette di leggere la reale condizione della muratura per una successiva ricostruzione della sezione.

Gli endoscopi sono strumenti di indagine che dal campo medico e industriale sono sempre più utilizzati anche nel settore della diagnostica edilizia, della conservazione e del restauro, in modo particolare delle murature storiche. Per definizione, l'analisi endoscopica ha lo scopo di analizzare la muratura attraverso una ripresa reale documentabile con foto e video.



Endoscopio e terminale per videoispezione.

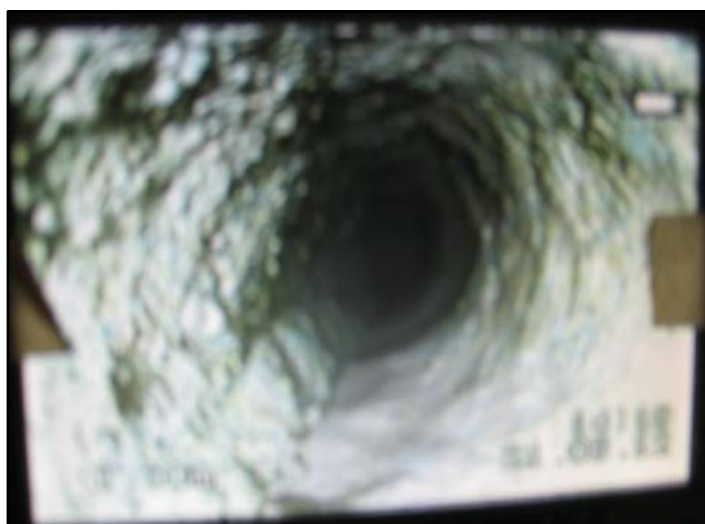
Operativamente l'endoscopia si esegue praticando un foro, con punta di trapano di piccolo diametro, nei punti da indagare, trasversalmente alla muratura; possono essere sufficienti fori di 10 mm e genericamente inferiori ai 20 mm. La profondità del foro è variabile a seconda dell'indagine da effettuarsi; come limite massimo si possono eseguire fori di lunghezza pari a 120-150 cm.; all'interno dei fori si inserisce una cannula endoscopica attrezzata con una videocamera per la ripresa video e fotografica.



Inserimento della sonda.

Per una migliore lettura della materia presente all'interno della muratura è, inoltre, possibile elaborare graficamente le immagini.

Tale tipologia di ispezione presenta una molteplicità di vantaggi: in primo luogo essa si presta ad essere la prova più indicata per l'analisi della morfologia muraria in quanto consente la visione diretta della sezione muraria; in secondo luogo da essa è possibile ricavare ulteriori informazioni quali, ad esempio, l'eventuale presenza di cavità all'interno del pannello murario.



Video-ispezione: muratura di tufo.



Video-ispezione: muratura di mattoni forati.



Video-ispezione: muratura in pietrame.



Video-ispezione: muratura in mattoni pieni.

Per contro, va ricordato che, comunque, la prova fornisce informazioni per lo più locali e l'impossibilità di prelevare campioni da sottoporre a prove in laboratorio. Quest'ultimo limite può essere parzialmente superato abbinando la prova endoscopica ad altre prove; ad esempio può risultare conveniente l'utilizzo delle stesse perforazioni eseguite per l'ispezione diretta in modo da poter, allo stesso tempo, ricostruire la sezione muraria e sfruttare il campione cilindrico, precedentemente estratto, per l'esecuzione delle prove di laboratorio per la definizione delle proprietà meccaniche del materiale prelevato.

3.2.2.3 Prove con martinetto piatto singolo

Le prove di martinetto piatto si sono affermate, a livello nazionale ed internazionale, come metodologia relativamente semplice e moderatamente invasiva per la determinazione delle caratteristiche meccaniche della muratura indagata. La prova eseguita con un martinetto permette di ricavare lo stato di sollecitazione preesistente nella muratura e, con qualche approssimazione, anche il modulo di deformabilità. La prova con due martinetti permette di ricavare

entrambi i parametri, e, diversamente dalla prima prova, fornisce un valore più accurato del modulo di deformabilità. Si parla di modulo di deformabilità in quanto la prova in oggetto non consente di ricavare con esattezza il modulo elastico, ma informazioni prossime sul suo valore. Lo stesso materiale su cui viene eseguita la prova è, normalmente, molto eterogeneo, per cui si opera in modo da far sì che i valori misurati siano i più rappresentativi possibili del comportamento globale della struttura in esame; ciò viene messo in atto mediante l'opportuna scelta degli elementi sui quali effettuare la prova.

Nel seguito vengono descritte le metodologie delle prove con martinetto piatto singolo e doppio; in particolare, essendo gran parte delle procedure operative comuni alle due tipologie di prove, alcuni aspetti tecnologici verranno esposti più avanti quando si descriverà la prova con martinetto doppio. La prova con martinetto piatto singolo permette di stimare lo stato di tensione locale presente nelle strutture murarie. La tecnica di prova si basa sulla variazione dello stato tensionale in un punto della struttura provocato da un taglio piano eseguito in direzione normale alla superficie della muratura.

Le condizioni che caratterizzano la prova sono, in primo luogo, compressione equivalente ad una di tipo uniassiale, e, in secondo luogo, il fatto che la porzione di muratura sottoposta a prova è soggetta a vincoli non simmetrici e, talvolta, non del tutto ben definiti.

Il taglio viene realizzato mediante sega idraulica con lama diamantata circolare. Il rilascio delle tensioni che si manifesta provoca una parziale chiusura del taglio, che viene rilevata tramite misure di distanza relativa fra coppie di punti posti in posizione simmetrica rispetto al taglio stesso. All'interno del taglio si procede ad inserire un martinetto piatto, realizzato mediante sottili lamiere di acciaio saldate. La pressione interna al martinetto, opportunamente collegato al circuito idraulico di una pompa, viene gradualmente aumentata fino ad annullare la deformazione misurata a seguito dell'esecuzione del taglio.

A meno di una costante sperimentale che tiene conto del rapporto tra l'area del martinetto e l'area del taglio (k_a), ed a meno di una costante che tiene conto della rigidezza intrinseca di ogni martinetto (k_m), la pressione che si ottiene all'interno del martinetto è uguale alla sollecitazione preesistente nella muratura in direzione normale al piano del martinetto.

$$\sigma = PK_a K_m$$

σ è il valore di sforzo calcolato;

P è la pressione del martinetto per la quale si ripristina lo stato di sollecitazione precedente il taglio;

K_a è la costante adimensionale data dal rapporto dell'area del martinetto e l'area del taglio (<1);

K_m è la costante adimensionale di taratura del martinetto (coefficiente di bordo), che può assumere valori compresi tra 0,85 e 0,95 in funzione della geometria e della rigidezza del martinetto, usualmente riportata sul certificato di taratura del martinetto stesso (<1).

Di seguito si riportano fotogrammi esplicativi di prove con martinetto piatto singolo e doppio, eseguite dallo scrivente.

Operativamente, una volta individuato il punto di esecuzione nella muratura, si fissano mediante tasselli meccanici i dadi in alluminio con fori di alloggiamento per i sensori (ad esempio 3 al di sopra e 3 al di sotto del taglio) al fine di misurare le distanze iniziali (pre-taglio) delle basi di misura. Le basi hanno lunghezza (distanza tra i centri del dado superiore ed inferiore) variabile in funzione delle condizioni locali della muratura, pari a circa 25 cm, e passo orizzontale pari a circa 8 cm

Viene quindi misurata la distanza iniziale tra i dadi superiore ed inferiore, lasciando un tempo adeguato alla stabilizzazione della lettura. I sensori vengono successivamente rimossi e si procede al taglio della muratura mediante mototroncatrice eccentrica a lama circolare diamantata.



Fase di esecuzione del taglio.

Viene successivamente inserito il martinetto piatto semicircolare all'interno del foro (le dimensioni del martinetto coincidono con quelle eseguite nella muratura mediante mototroncatrice, larghezza del taglio pari a 35 cm - profondità pari a 26 cm), vengono ricollocati i sensori di spostamento per l'acquisizione delle letture di distanza relativa durante l'esecuzione della prova, viene posizionato il trasduttore ad un tubo di estremità del martinetto piatto e collegato il martinetto ad una pompa idraulica manuale per l'esecuzione della prova. La pressione viene quindi incrementata nel martinetto, mediante la pompa idraulica manuale, fino al ripristino, nelle basi verticali di misura, della misura letta precedentemente all'esecuzione del taglio, con una deviazione media accettabile

della distanza tra le basi dalla distanza iniziale inferiore al valore massimo tra 0.0127 mm e 1/20 della deviazione iniziale massima.



Martinetto piatto da inserire nel taglio.

La prova si considera ultimata quando, in seguito ad incremento di pressione nel martinetto, si ottiene il ripristino delle misurazioni iniziali (le misure relative si portano sullo zero), e la corrispondente pressione letta al martinetto è la tensione locale nella muratura, a meno delle costanti definite precedentemente. Rilevato il valore di pressione corrispondente all'annullamento della convergenza provocata dal taglio, si diminuisce la pressione, fino a scaricare la muratura.

3.2.2.4 Prove con martinetto piatto doppio

La prova con martinetto piatto doppio consente di determinare le caratteristiche di deformabilità della muratura, nonché di fornire una stima della resistenza muraria al limite elastico. La prova consiste nell'effettuare due tagli nella muratura, mediante sega idraulica con lama diamantata circolare, paralleli fra

loro, ad una distanza variabile (che dipende dagli elementi resistenti della muratura investigata e dalla larghezza del martinetto utilizzato, potendo variare tra 1 e 1,5 volte quest'ultima dimensione, o comunque più in generale tra i 50/60cm).All'interno dei tagli vengono inseriti due martinetti, realizzati mediante sottili lamiere di acciaio saldate e nella porzione di muratura presente tra essi vengono applicate le tre coppie di basi di riferimento per la lettura delle deformazioni assiali.

Vengono collegati entrambi i martinetti alla pompa dell'olio e avviata la messa in pressione del circuito: in questo modo la prova è effettuata in regime di compressione monoassiale su un campione di grandi dimensioni, sufficientemente rappresentativo del comportamento globale della struttura ed "indisturbato". La posizione della prova viene scelta, infatti, in modo che il martinetto possa sollecitare in modo centrato e simmetrico due o più elementi affacciati e sovrapposti della muratura, anche se dissimili (ad esempio mattoni o blocchi regolari di pietra). A tal fine il taglio viene più agevolmente realizzato se posto in corrispondenza del giunto di malta tra corsi regolari. L'apertura del taglio dovrà essere di spessore calibrato rispetto a quello del martinetto, tenendo in considerazione la deformazione delle due labbra stesse dopo l'esecuzione del taglio stesso. L'esecuzione del taglio potrà avvenire in maniera semplice, praticando fori paralleli e parzialmente sovrapposti mediante la punta di un trapano; la sua lunghezza dovrà essere adeguata alla lunghezza (profondità) del martinetto (almeno 25mm in più al fondo), per alloggiare il martinetto che sarà da posizionare a filo con la faccia della parete della muratura da provare.

Il diametro della punta di trapano da utilizzarsi dovrà scegliersi in funzione dello spessore del martinetto utilizzato per ottenere un taglio di ampiezza libera adeguato all'inserimento del martinetto stesso, di fogli di gomma utilizzati per ripartire il carico e di fogli di alluminio la cui funzione è quella di esercitare la necessaria protezione meccanica. L'uso di fogli di protezione è opzionale e da verificarsi volta per volta; questi sono preferibili all'uso della boiacca o di resine

di intasamento in quanto consentono il risparmio dei tempi di presa e di recupero dell'attrezzo, quando possibile. Per poter realizzare un taglio a facce ben parallele, piane e prive, possibilmente, di troppe asperità, si deve disporre di una dima (cioè un telaio rigido di metallo), da appoggiare e fissare provvisoriamente alla parete della muratura e tale da consentire spostamenti della punta di sola traslazione orizzontale e di voluto passo per un'ampiezza pari alla lunghezza della bocca del taglio. A seconda della natura e della omogeneità del materiale da trapanare, i fori si eseguono uno contiguo all'altro (con la miglior sovrapposizione possibile), oppure alternati con alesatura successiva dei residui interposti.



Fase iniziale di lettura mediante deformometro.

Dopo la realizzazione del taglio si ripetono e si registrano le letture di tutte le basi estensimetriche previste; inoltre è opportuno ripetere tali misure nel tempo per accertare se la chiusura non sia stata istantanea; in questo caso è conveniente diagrammare le deformazioni in funzione del tempo per le successive considerazioni.

Si deve tenere presente che, nel caso in cui da questo controllo le letture indicassero una dilatazione dell'apertura, ciò implicherebbe che il punto in esame risulta soggetto a trazione e in tal caso la prova di carico non è eseguibile.



Attrezzatura di pompaggio.

Oltre al martinetto doppio, l'impianto consiste in una tubazione idraulica ad alta rigidezza radiale e capace di sopportare le elevate pressioni previste, una pompa idraulica manuale a piccola corsa con rubinetto e valvola di non ritorno di buona tenuta, un regolatore fine della pressione, cioè un pistone con corsa manovrata da vite micrometrica, un manometro di buona precisione con accuratezza della lettura pari o maggiore al 2% della sollecitazione prevedibile (30 bar).

In particolare, per questa tipologia di prova, che prevede due martinetti, la tubazione di mandata è costituita da due rami in parallelo.

I due martinetti paralleli applicano al campione interposto uno stato di sollecitazione monoassiale e, contestualmente, si procede a misurare le deformazioni in direzione ortogonale e parallela ai piani di inserimento dei martinetti al fine di determinare il diagramma tensione deformazione della muratura indagata.



Lettura tra le piastrine comprese tra i martinetti.

A titolo di esempio, si possono considerare cinque gradini di carico ed altrettante dovranno essere le letture a tutte le basi di misura. In effetti, il numero di gradini di carico deve essere proporzionato in funzione del fondo scala della prova, della sensibilità degli strumenti di cui si dispone e del grado dettaglio di informazione che si intende perseguire sulla struttura esaminata.

A meno di una costante sperimentale che tiene conto della rigidezza intrinseca media dei due martinetti (k_m) ed a meno del rapporto tra il valore medio delle due aree di taglio (A_m) e l'area del martinetto (A_t), la pressione che si ottiene all'interno del martinetto è uguale alla sollecitazione preesistente nella muratura in direzione normale al piano del martinetto.

$$\sigma = pK_m \frac{A_m}{A_t}$$

σ è il valore di sforzo calcolato;

P è la pressione erogata dai martinetti;

K_m è il valore medio dei due coefficienti di taratura dei martinetti;

A_t è l'area del martinetto;

A_m è il valore medio delle due aree di taglio.

La prova viene spinta fino ad una pressione superiore allo stato di compressione locale, limitando la tensione massima raggiunta nei cicli di carico ad un valore sufficientemente inferiore alla tensione di rottura del materiale.

I risultati della prova di martinetto piatto doppio vengono generalmente rappresentati mediante un diagramma in cui in ascissa si leggono le deformazioni registrate nelle basi di misura (positive – accorciamento – basi verticali; negative – allungamento – basi orizzontali), in ordinata la tensione applicata alla muratura compresa tra i martinetti, ovvero la pressione dell'olio all'interno dei martinetti moltiplicata per le costanti d'area e di martinetto (k_a e k_m). La pendenza della curva di carico corrisponde per le basi verticali al modulo di rigidezza della muratura indagata (E , modulo di Young).

Il modulo di elasticità E si può calcolare come:

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon}$$

dove:

$\Delta\sigma$ è l'intervallo di carico considerato;

$\Delta\varepsilon$ è la deformazione assiale corrispondente.



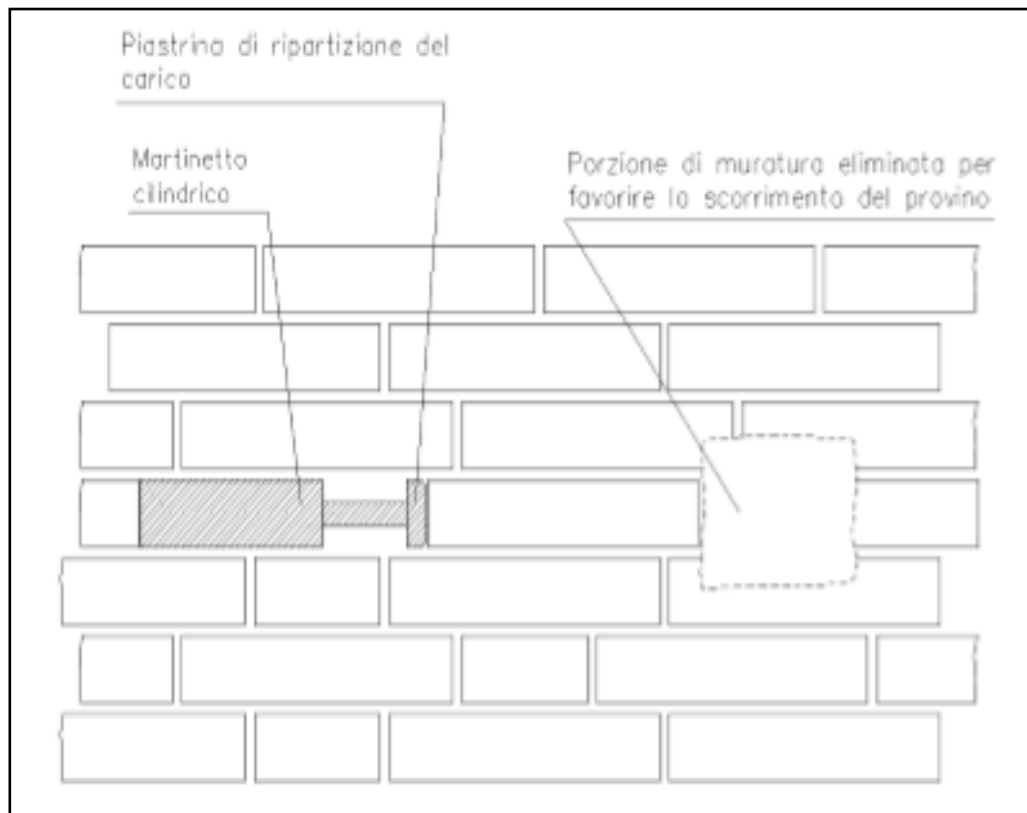
Martinetti a fine prova.

Va inoltre detto che il valore di carico può essere ulteriormente incrementato fino alla comparsa delle prime fessurazioni in modo da ottenere il valore della tensione di prima fessurazione della muratura.

3.2.2.5 Resistenza allo scorrimento (taglio τ)

In parallelo alla prova con i martinetti piatti, utilizzando un apposito pistone cilindrico, sempre in opera, si può determinare la resistenza allo scorrimento della muratura (taglio τ) in presenza di carichi verticali.

La prova consiste nel verificare la forza occorrente per far scorrere i provini (mattoni) della muratura, nel piano dei giunti di malta orizzontale ed in presenza del carico verticale precedentemente misurato.



Schema rappresentativo della prova di taglio su una muratura.

Nelle zone sismiche questa metodologia di prova è ampiamente utilizzata quando si interviene su murature esistenti, al fine di misurare i reali comportamenti in presenza di forze di taglio.

3.2.3 PROVE DISTRUTTIVE

3.2.3.1 Determinazione della resistenza al taglio

La prova di compressione diagonale ha il fine di determinare la resistenza e la rigidezza a taglio di pannelli in muratura. La prova, nella versione di laboratorio, è codificata dalle specifiche statunitensi ASTM E 519, ed è, generalmente, realizzata su pannelli quadrati di dimensioni 120x120 cm e di spessore mediamente variabile tra 20 e 60 cm. Nella versione in situ il pannello viene, invece, isolato dalla parete circostante mediante tagli realizzati con sega circolare. La prova in situ si differenzia da quella di laboratorio per la parte inferiore del pannello che resta ammorsata alla muratura della parete; analisi teoriche e numeriche hanno tuttavia indicato che tale ammorsatura, almeno in fase elastica, ha influenza trascurabile sui risultati.

Operativamente, il primo passaggio da effettuare, dopo aver definito la posizione della prova all'interno dell'edificio, è quella di rimuovere gli strati di finitura superficiale e di intonaco, qualora presenti, fino a mettere "a nudo" la tessitura muraria per una zona sufficientemente estesa e tale da contenere sia quello che sarà il pannello da sottoporre a prova, sia una fascia tecnologica perimetrale a quest'ultimo, necessaria per l'esecuzione del taglio e per l'inserimento ed il funzionamento dei dispositivi di prova.

Il passaggio successivo consiste nell'esecuzione del taglio, mediante sega circolare, per rendere libero il pannello sui lati superiori e laterali e lasciando la muratura ammorsata al paramento murario soltanto nella zona inferiore del pannello.

A questo punto sarà necessario eseguire uno scasso, nella muratura esterna al pannello, in corrispondenza degli spigoli superiori ed inferiori del pannello al fine di inserire la strumentazione di prova. In particolare, si riporta un esempio,

di prova realmente eseguita, su un pannello di 100x100x48 cm, in cui in uno dei due spigoli è stato disposto un martinetto che agisce da un lato sul pannello di prova e dall'altra è a contrasto sulla muratura. In realtà, a seconda delle esigenze, il progettista può disporre l'inserimento del martinetto o nella parte alta o nella parte bassa del pannello.

Nel caso riportato, si procede ad inserire nella parte alta del pannello, in primo luogo, un profilo metallico angolare la cui funzione è quella di ripartire il carico applicato su tutto lo spessore del pannello per evitare un'eventuale concentrazione del carico in punti isolati con conseguente inficiamento dei risultati di prova.

In secondo luogo, si inserisce al di sopra del profilo ripartitore un profilo metallico che avrà funzione di contrasto.

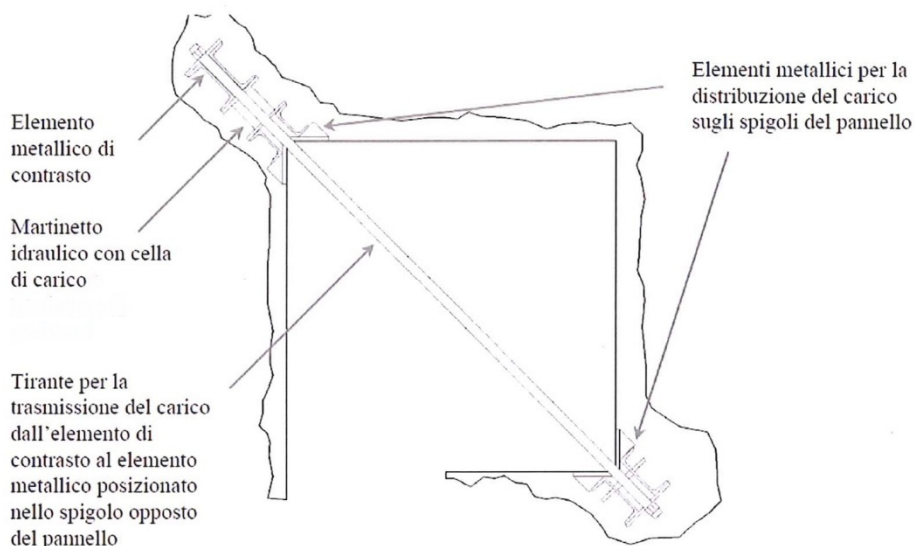
Le stesse operazioni vengono ripetute per lo spigolo inferiore opposto a quello superiore già predisposto.

I profili di contrasto sono messi in connessione tra loro mediante la predisposizione di due, uno su ogni faccia del pannello, tiranti diagonali di contrasto.

Il passaggio successivo è quello dell'inserimento del martinetto idraulico in uno dei due spigoli così predisposti; nel caso esempio lo spigolo scelto è quello inferiore. Prima di procedere alla prova, è necessario strumentare il pannello murario mediante due trasduttori per ogni faccia, posizionati lungo le diagonali. Completano l'apparato di prova la pompa idraulica munita di manometro e la centralina per l'acquisizione dei dati.

Le basi concettuali delle modalità di preparazione e dell'esecuzione della prova sono le seguenti: a partire dal carico F , registrato dal trasduttore, è possibile ricavare lo stato tensionale che si verifica nel punto centrale del pannello, nell'ipotesi di poter studiare il sistema come un problema elastico di una lastra caricata nel suo piano con due forze F agenti su due spigoli opposti di una diagonale.

SCHEMA DELLA PROVA



Schema di prova.

Il valore della resistenza a trazione per fessurazione diagonale coincide con il valore della tensione principale massima (di trazione) nel centro del pannello in corrispondenza del raggiungimento del carico massimo F_u .

È possibile rappresentare lo stato tensionale attraverso il cerchio di Mohr osservando che le direzioni principali risultano inclinate di 45° rispetto agli assi di riferimento, in accordo con l'evidenza sperimentale, che mostra le fessure proprio caratterizzate da questa inclinazione. I valori di tensione, massima e minima risultano:

$$\sigma_I = 0,5 \frac{F}{A} \text{ (tensione principale massima);}$$

$$\sigma_{II} = 1,62 \frac{F}{A} \text{ (tensione principale minima).}$$

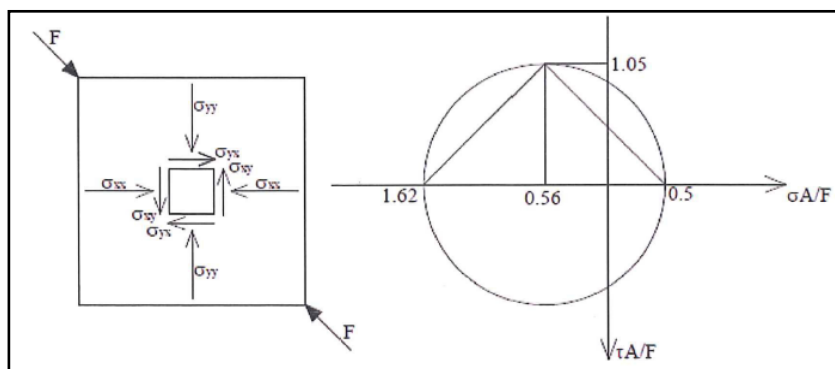
Il valore della tensione principale massima (di trazione) nel centro del pannello per il livello di carico F_u , coincidente con la resistenza a trazione per fessurazione del pannello risulta invece:

$$f_t = 0,5 \frac{F_u}{A} \text{ (tensione principale minima di trazione)}$$

dove:

A è la sezione del pannello;

F è il carico diagonale applicato al pannello.



Rappresentazione dello stato tensionale mediante cerchio di Mohr e ricerca dell' Inclinazione delle direzioni principali.

Il corrispondente valore di resistenza a taglio, determinato a partire dalla resistenza a trazione per fessurazione diagonale, in accordo con il criterio di resistenza formulato da Turnsek-Cacovic (1971), può essere ricavato come:

$$\tau_0 = \frac{f_t}{1,5} \text{ (resistenza a taglio)}$$

Di seguito si riportano foto rappresentative delle fasi esecutive di una prova a taglio effettuata dallo scrivente.



Esecuzione del taglio per isolare il pannello dopo aver rimosso l'intonaco.



Inserimento dei profilati metallici angolari ripartitori del carico da applicare.



Profilati di contrasto



Inserimento profilati di contrasto



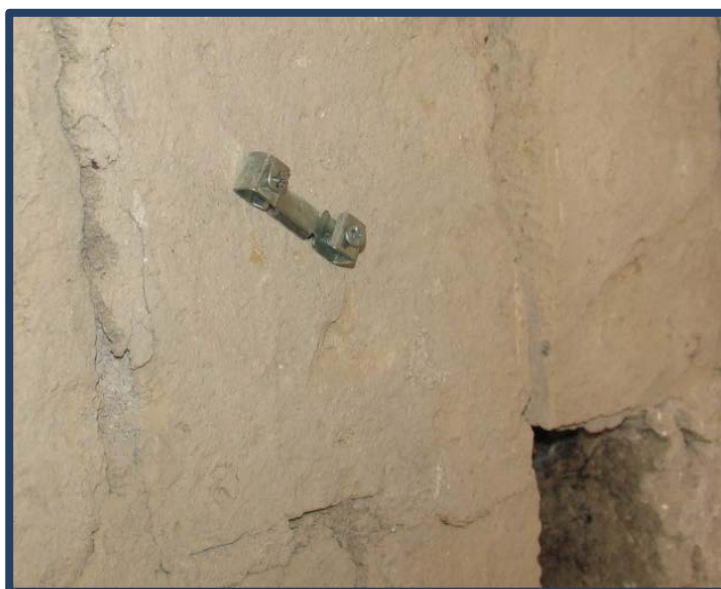
Inserimento dei profilati metallici di contrasto.



Posizionamento dei tiranti diagonali di contrasto



Posizionamento del martinetto idraulico



Ancoraggio del trasduttore



Posizionamento del trasduttore



Preparazione completa del 1° lato del pannello



Predisposizione del 2° lato del pannello



Manometro



centralina per la registrazione dei dati



pompa idraulica e manometro



Applicazione del carico fino alla rottura del pannello



Dettaglio della lesione



Fase avanzata della frattura

3.3 PROVE IN LABORATORIO

Il patrimonio storico italiano è caratterizzato, per gran parte, da edifici in muratura che, a seconda della zona geografica in cui sono situati, presentano svariate tipologie costruttive, sia tecnologiche che per quanto concerne i materiali utilizzati. Il trascorrere del tempo ha esposto questa imponente mole di "costruito" a due tipologie di problemi; da un lato essa necessita di quegli interventi propedeutici a garantirne la piena fruibilità, dall'altro gli edifici necessitano di essere sottoposti ad un'analisi di vulnerabilità allo scopo di verificare la loro risposta all'azione sismica, per la quale bisogna disporre dei parametri meccanici caratterizzanti la muratura studiata. In Appendice A delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008, le istruzioni per l'applicazione delle norme forniscono una tabella da cui è possibile ricavare i valori di riferimento per undici tipologie murarie. Poiché quelle presenti in Italia sono molteplici, nel caso in cui non si disponga dei risultati di prove di laboratorio e in situ e nel caso in cui l'edificio sia caratterizzato da una muratura non presente nella tabella C8A.2.1, si dovrà procedere ad effettuare l'analisi utilizzando i parametri relativi alla tipologia muraria che più si avvicina a quella reale. Si dovranno quindi scegliere i parametri meccanici in modo tale da essere a favore di sicurezza, ma ciò può comportare, in caso di analisi non soddisfatte, la necessità di effettuare interventi costosi laddove potrebbero non essere necessari. La caratterizzazione delle proprietà delle murature nel costruito presenta delle problematiche complesse ed articolate che emergono dallo studio e dalla ricerca dei livelli di resistenza degli apparati murari nelle diverse conformazioni presenti in situ.

Uno dei principali problemi è quello di disporre di campioni prelevati in situ, rispondenti alle caratteristiche dei provini richiesti per le prove standardizzate.

In questo capitolo si descrive l'esecuzione delle prove in laboratorio, su campioni in scala sufficientemente rappresentativi del comportamento in situ dei materiali da costruzione; in particolare saranno prese in esame le prove sperimentali su malte e su elementi lapidei.

3.3.1 PROVE SU MALTA

La malta si ottiene dalla miscela di uno o più leganti inorganici, aggregati, acqua ed eventualmente aggiunte e/o additivi per il riempimento, il collegamento e l'allettamento della muratura. I leganti sono materiali utilizzati per legare insieme particelle solide in una massa coesa, per esempio cemento o calce da costruzione; gli aggregati sono materiali granulari che non contribuiscono alla reazione di indurimento della malta; le aggiunte sono costituite da materiale inorganico fine (che non è un aggregato o un legante) che può essere aggiunto alla malta per migliorare o ottenere proprietà speciali. In base al tipo di legante utilizzato le malte si dividono in quattro gruppi:

1. Malta aerea: il legante utilizzato è la calce idrata o aerea (indurisce lentamente all'aria reagendo con l'anidride carbonica atmosferica);
2. Malta idraulica: il legante utilizzato è la calce idraulica (legante idraulico che può far presa ed indurire anche se immerso in acqua);
3. Malta cementizia: il legante utilizzato è il cemento (legante idraulico);
4. Malta bastarda o composta: se oltre al cemento si utilizza anche un altro legante.

La normativa italiana vigente definisce sei classi differenti di malta a composizione prescritta in base alla loro composizione in volume:

Classe	Tipo di malta	Composizione				
		Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M 2,5	Idraulica	--	--	1	3	--
M 2,5	Pozzolonica	--	1	--	--	3
M 2,5	Bastarda	1	--	2	9	--
M 5	Bastarda	1	--	1	5	--
M 8	Cementizia	2	--	1	8	--
M 12	Cementizia	1	--	--	3	--

Classificazione delle malte.

Benché la malta all'interno di una struttura muraria rappresenti una piccola percentuale, essa ha una notevole influenza sul comportamento della muratura ed è quindi necessario che soddisfi determinati requisiti: la malta indurita deve essere in grado di sviluppare una buona aderenza con i mattoni e non deve sviluppare ritiri eccessivi, che permetterebbero all'acqua piovana di infiltrarsi e di provocare perdite di resistenza o addirittura lesioni nei mattoni.

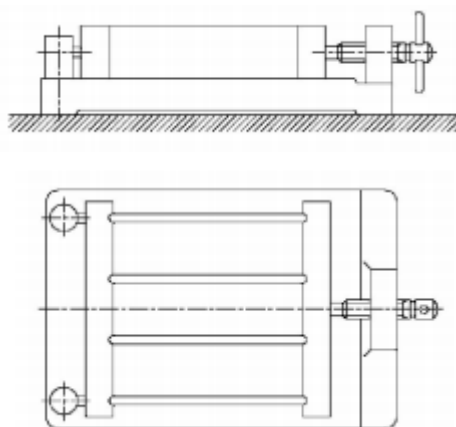
3.3.1.1 Prova di flessione su prismi di malta indurita

Su un medesimo prisma di malta si eseguono due tipi di prove: una prova a flessione e una a compressione normate dall'Ente Italiano di Unificazione nella norma UNI EN 1015 – 11 “Metodi di prova per malte per opere murarie. Parte 11: determinazione della resistenza a flessione e a compressione della malta indurita”, e la UNI EN 197-1 (per le malte da cemento). La prova consiste nel sottoporre a flessione un prisma di malta, fino alla rottura applicando il carico in tre punti e, successivamente, le due porzioni ottenute dalla prova a flessione vengono sottoposte a compressione.

Questa tipologia di prova può essere eseguita sia su campioni prelevati in situ sia su provini appositamente confezionati. Nel primo caso i campioni vengono tagliati e lavorati secondo le tecniche impiegate per il taglio dei materiali litoidi fino ad ottenere provini rispondenti a quelli necessari all'esecuzione della prova.

Generalmente i provini hanno dimensioni di 50x50 mm e spessore pari allo spessore del foglio di malta interposto tra i blocchi di pietra.

Nel secondo caso i campioni vengono confezionati mediante getto all'interno di stampi metallici costituiti da un telaio aperto formato da parti rimovibili fino a formare tre comparti.

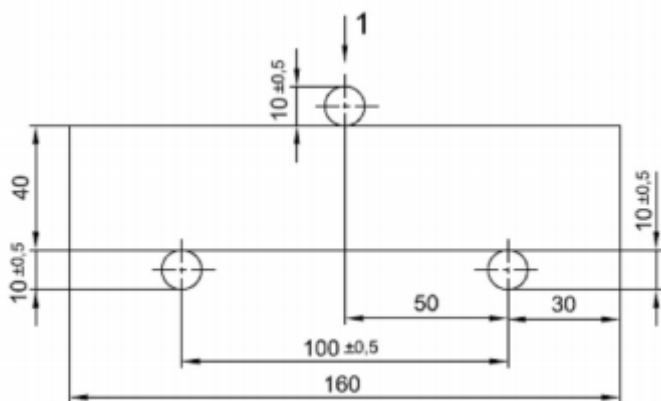


La preparazione dei campioni.

I campioni devono essere prismi aventi dimensioni (160x40x40 mm); ne devono essere confezionati tre e lasciati stagionare per almeno 28 giorni.

Entrambe le tipologie di provini sono necessari per una muratura esistente, in quanto con i primi è possibile ricavare la resistenza a flessione della malta già in opera, mentre con i secondi si può calibrare l'intervento di ripristino/recupero.

Il fine è quello di utilizzare materiali aventi caratteristiche fisiche e meccaniche il più possibile vicine a quelli dei materiali già in opera, in modo da ottenere la più completa integrazione tra materiali "vecchi" e "nuovi". Definiti i provini, la prova di flessione si esegue posizionando il campione all'interno di una macchina costituita da due rulli inferiori, a sostegno del campione e uno superiore per applicare il carico nella mezzeria del provino. I rulli devono avere una lunghezza pari a 45 – 50 mm e un diametro di circa 10 mm; inoltre i due rulli inferiori devono essere distanziati l'uno dall'altro di circa 100 mm. Ciò è visibile nella seguente immagine:



Schema della prova.

Per eseguire la prova di flessione, è necessario ripulire il provino da eventuali aggregati non inglobati nel campione e, nel caso di provini confezionati, posizionarlo nell'apparecchiatura di prova con una delle facce che erano a contatto con l'acciaio rivolta verso i due rulli di appoggio. Applicare quindi il carico ad una velocità costante compresa tra 50 e 100 N/s in modo da raggiungere la rottura in un tempo compreso tra i 30 e i 90s. La resistenza a flessione, ovvero a flessione per trazione, del singolo provino si calcola con la seguente formula:

$$f = 1,5 \frac{Fl}{bd^2}$$



Provino a fine prova.

3.3.1.2 Prova di compressione su prismi di malta indurita

La prova di compressione su prismi di malta è normata dall'Ente Nazionale di Unificazione nella norma UNI EN 1015 – 11 “Metodi di prova per malte per opere murarie. Parte 11: determinazione della resistenza a flessione e a compressione della malta indurita”. Per eseguire la prova, si necessita di un macchinario avente la piastra superiore in grado di allinearsi liberamente quando viene a contatto con il provino; inoltre le piastre (aventi lunghezza e larghezza pari a 40 mm e spessore pari a 10mm), non devono potersi inclinare l'una rispetto all'altra durante la fase di carico. La prova di compressione viene eseguita sulle due parti ottenute dalla rottura dei prismi sottoposti a prova di

flessione descritta nel paragrafo precedente. Bisogna posizionare i campioni in modo tale che il carico venga applicato all'intera larghezza delle superfici a contatto con i piani. Il carico deve essere applicato senza urti e incrementato ad una velocità compresa tra 50 N/s e 500 N/s affinché si raggiunga la rottura in un tempo compreso tra i 30 e i 90 secondi.



Il provino all'interno della pressa.

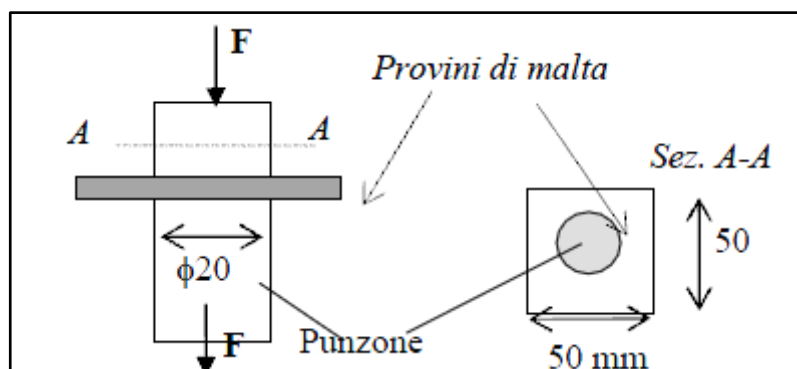
Per determinare la resistenza alla compressione, è necessario registrare il carico di rottura e dividerlo per l'area trasversale.

3.3.1.3 Prova di punzonamento su campioni di malta indurita

La resistenza a compressione della malta si può ottenere anche mediante prove di punzonamento: tale prova non è normata da nessun ente; quindi, per la determinazione delle caratteristiche meccaniche della malta si fa, ad esempio,

referimento alla resistenza determinata secondo UNI EN 1015 descritta ai paragrafi precedenti.

Il criterio che viene eseguito nel corso dei prelievi è di ridurre al minimo il danneggiamento provocato dall'estrazione sul campione, generalmente, prelevato da corsi orizzontali. I campioni vengono tagliati e lavorati secondo le tecniche impiegate per il taglio dei materiali litoidi fino ad ottenere provini rispondenti alle modalità di prova. Generalmente i provini hanno dimensioni di 50x50 mm e spessore pari allo spessore del foglio di malta interposto tra i blocchi di pietra e per spingerli a rottura si utilizza una pressa (ad esempio una pressa da 60 KN classe 1). Lo schiacciamento avviene utilizzando punzoni di acciaio aventi diametro di 20 mm con provino posto sul punzone in modo che il carico sia applicato normalmente. Durante la prova il carico è aumentato gradualmente sino al completo punzonamento del provino prendendo nota del carico massimo raggiunto.



Schema della prova.

Nella pratica professionale si osserva che, generalmente, i risultati ottenuti variano molto in base agli spessori dei campioni; nello specifico, la resistenza a compressione diminuisce con l'aumentare dello spessore.

3.3.2 PROVE SU ELEMENTI LAPIDEI

Gli elementi lapidei possono essere:

- Naturali: sono quelli ricavati da materiale lapideo non friabile o sfaldabile e resistente al gelo, contenenti sostanze solubili o residui organici in piccole percentuali; possono essere squadriati o non squadriati;
- Artificiali: sono quelli in laterizio e calcestruzzo normale o alleggerito.

Essi vengono classificati in base alla percentuale di foratura come riportato nelle tabelle seguenti

Elementi	Percentuale di foratura φ	Area f della sezione normale del foro
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 9 \text{ cm}^2$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 12 \text{ cm}^2$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 15 \text{ cm}^2$

Elementi	Percentuale di foratura φ	Area f della sezione normale del foro	
		$A \leq 900 \text{ cm}^2$	$A > 900 \text{ cm}^2$
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$

Incidenza della percentuale di foratura.

Alcune delle caratteristiche fisiche e meccaniche da tenere in considerazione per l'impiego dei mattoni nelle murature portanti sono: il colore (dipendente dai minerali contenuti e dalla temperatura di cottura), la trama superficiale, il peso, l'assorbimento e la struttura dei pori, la conducibilità termica (dipendente anche da altri fattori oltre che dalle caratteristiche degli elementi), la resistenza al fuoco (gli elementi sono intrinsecamente resistenti al fuoco; quindi il fattore critico è la progettazione di dettaglio della struttura); la resistenza alla compressione e alla trazione.

Ampiamente d'uso nell'area partenopea si riscontra il tufo. Le pietre di tufo sono state per secoli estratte agevolmente da cave sulla superficie o nel sottosuolo. L'intero procedimento avveniva con modalità diverse in relazione al tipo di coltivazione delle cave; in genere, però, dai banchi rocciosi venivano cavati dei grossi blocchi dai quali si tagliavano poi le pietre da costruzione, in elementi più o meno regolari (pietra da sbizzo).

Le dimensioni e le forme delle pietre erano variabili, in relazione all'opera da realizzare. Le proprietà meccaniche del tufo, considerato che si tratta di un miscuglio caotico, variano enormemente con il mutare della composizione chimico-fisica.

Il tufo ha un basso peso specifico che, rapportato alle sue caratteristiche di resistenza, lo hanno reso il principale materiale da costruzione napoletano, infatti “la leggerezza” facilita la posa in opera anche in alto ed il peso proprio delle masse murarie evita il ricorso a sezioni resistenti particolarmente robuste. Altro grande contributo viene offerto dall'affinità con le malte, che il tufo possiede per la rugosità e la porosità superficiale. Con la malta di pozzolana, inoltre, il tufo presenta anche una affinità chimica, in quanto il materiale deriva proprio dall'autocementazione delle pozzolane. Il tufo giallo caotico o “napoletano” è il materiale da costruzione più noto e diffuso; è stato originato dall'autocementazione dei detriti vulcanici dei crateri dei Campi Flegrei e si ritrova abbondante nel sottosuolo della città antica. I banchi di roccia affioranti in superficie risultano ricoperti da strati di prodotti incoerenti quali le pozzolane, le pomici ed i lapilli, che a loro volta sono utilizzati per la preparazione delle malte e dei massetti. Il tufo è una roccia tenera e lavorabile, di grana più o meno fine e di consistenza varia in relazione alla diversa combinazione degli elementi vulcanici che lo costituiscono. Ha aspetto terroso ed è ruvido al tatto e fortemente poroso. Per l'ottimo rapporto tra la resistenza ed il peso e per il basso costo, derivante dalla sua abbondanza in sito e dalla facilità di estrazione, i costruttori ne hanno fatto grande uso per la realizzazione degli edifici religiosi

del Centro Antico di Napoli. Il tufo giallo stratificato, invece, è il prodotto di eruzioni vulcaniche anteriori a quelle che hanno dato luogo al tufo giallo caotico; questo materiale contiene una grande quantità di pomici e scorie e presenta una massa fortemente stratificata. Per la modestia degli affioramenti è stato usato raramente come materiale da costruzione. Infine, il tufo grigio, detto anche tufo “campano” o “pipernoide”, è di origine eruttiva e fornisce una buona pietra da sbozzo, molto adoperata nell’edilizia sacra napoletana. Si ritrova in strati che affiorano nelle province di Salerno, Avellino e Benevento ed anche in alcune zone del Casertano. Si presenta di colore grigio, talvolta tendente al giallo, al rossiccio o al violetto ed ha compattezza varia; vi sono alcune varietà molto compatte che racchiudono nella massa elementi scuri (molto simili alle “fiamme” del piperno), consistenti in pomici e piccole scorie nere. Rispetto al piperno, però, il tufo grigio è più leggero ed è più facilmente lavorabile e scalpellabile.

I parametri meccanici della muratura si possono determinare o mediante l’utilizzo di tabelle presenti nella normativa italiana o mediante prove sperimentali.

Sui mattoni si eseguono, generalmente, quattro prove: due di compressione nella direzione dei carichi verticali (su campioni prismatici), una nella direzione ortogonale a quella dei carichi verticali (su campioni prismatici) e una di trazione indiretta (su campioni cilindrici).

3.3.2.1 Prova di compressione su elementi lapidei

La prova di compressione sugli elementi di lapidei è normata dall’Ente Nazionale Italiano di Unificazione nella norma UNI EN 772 – 1 “Metodi di prova per elementi di muratura. Determinazione della resistenza a compressione”. La normativa dà indicazioni su come effettuare la prova, sulle caratteristiche dell’attrezzatura da utilizzare e sull’analisi dei risultati. La prova

consiste nel posizionare i provini nell'apparecchiatura di prova e nell'applicare il carico di compressione fino a portare il campione a rottura. I provini da sottoporre alla prova devono essere almeno sei e i campioni possono essere o il mattone nella sua interezza o parti ritagliate da esso, ad esempio cubi, prismi o carote. Prima di sottoporre il campione alla prova è necessario che le facce su cui verrà applicato il carico vengano ripulite da eventuale materiale superfluo e rettificata o livellate in modo tale da renderle perfettamente piane.



Campioni 7x7x7 cm (la faccia superiore presenta alterazioni cromatiche per effetto del riscaldamento).

I provini rettificati devono comunque avere altezza maggiore di 40mm, in caso contrario sarà necessario sovrapporre due provini senza utilizzare malta o altri leganti, ma semplicemente appoggiandoli uno sopra l'altro.

Come si può vedere dall'immagine sottostante, l'apparecchiatura di prova è costituita da due basi orizzontali: su una viene posizionato il provino, mentre l'altra viene portata a contatto con la faccia superiore, che è stata precedentemente rettificata, che poi avrà il compito di trasferire il carico al

provino. I provini sono sottoposti a prova nella direzione ortogonale a quella dei carichi verticali e nel piano della muratura.



Il provino all'interno della macchina di prova.

La procedura di prova si divide in diverse fasi:

- ripulire accuratamente le superfici portanti della macchina di prova;
- allineare il provino al centro della piastra;
- procedere all'applicazione del carico ad una velocità che verrà aumentata fino a raggiungere circa la metà del carico di rottura per poter, poi, terminare la prova in circa un minuto.

Terminata la prova, si procederà al calcolo della resistenza di ciascun provino dividendo il carico di rottura per l'area di carico; eseguendo la media delle resistenze dei campioni sottoposti a prova, si ricaverà la resistenza a compressione dell'elemento lapideo in esame.

3.3.2.2 Prova di trazione indiretta su elementi lapidei

La prova di trazione indiretta sui campioni di laterizio non è normata, ma l'Ente Nazionale Italiano di Unificazione ha emesso una norma relativa alla medesima tipologia di prova su campioni di calcestruzzo indurito; una possibilità per risalire alla resistenza a trazione degli elementi lapidei potrebbe essere quella di seguire le indicazioni date dalla UNI EN 12390 – 6 “Prova sul calcestruzzo indurito. Resistenza a trazione indiretta dei provini”.

La prova consiste nel sottoporre un provino cilindrico, ad esempio ricavato da una carota prelevata in situ, ad una forza di compressione applicata in una zona ristretta, ma comprendente tutta la sua lunghezza. Il campione arriverà a rottura per una forza di trazione ortogonale a quella applicata. I provini devono avere un rapporto altezza/diametro pari al massimo al valore 1 e, se necessario, devono essere rettificati. Preparati i campioni, si procede al loro posizionamento nella macchina di prova, centrandoli in questa e poi applicando il carico con una velocità compresa tra 0.04 MPa/s e 0.06 MPa/s.

La velocità di carico è data dalla relazione:

$$R = \frac{sr}{2Ld}$$

dove:

- R è la velocità di incremento del carico;
- L è la lunghezza del provino;
- d è la dimensione nominale del provino;
- s è la velocità di incremento della pressione.

Portato a rottura il campione, si procede al calcolo della resistenza a trazione indiretta mediante la seguente formula:

$$f_{ct} = \frac{2F}{\pi Ld}$$

dove:

- f_{ct} è la resistenza alla trazione indiretta;

- F è il carico massimo;
- L è la lunghezza della linea di contatto del provino;
- d è la dimensione nominale della sezione.

Si può procedere alla determinazione della resistenza effettuando la media delle resistenze a trazione dei singoli campioni.

3.3.3 PROVE SULLE MURATURE

Oltre ad eseguire prove sui singoli materiali, si possono eseguire prove anche sulla muratura allo scopo di determinare la resistenza alla compressione e al taglio in assenza o presenza di sforzi normali, dell'intero pacchetto tecnologico.

Questo tipo di prove si addice principalmente a murature di nuova esecuzione, effettuate in laboratorio su campioni appositamente confezionati mediante l'utilizzo degli stessi componenti che si intende porre in opera. Il motivo è legato alla difficoltà di prelevare campioni indisturbati in situ per l'esecuzione delle prove. Tuttavia, come visto in precedenza, (Cap 3.2.3-Prove distruttive), è possibile ovviare a ciò eseguendo direttamente sul manufatto da indagare quelle prove necessarie a ricavare le proprietà meccaniche della muratura.

L'utilizzo di esse è, comunque, valido per la calibrazione dei materiali con cui effettuare gli interventi di recupero.

3.3.3.1 Prova di compressione semplice

La prova di compressione semplice sulla muratura è normata dall'Ente Nazionale Italiano di Unificazione nella norma UNI EN 1052 – 1 “Metodi di prova per muratura. Determinazione della resistenza a compressione”. La prova viene eseguita allo scopo di determinare la resistenza a compressione della muratura, misurata perpendicolarmente ai giunti orizzontali, derivandola dalla

resistenza di piccoli campioni i cui materiali e la cui costruzione e tessitura muraria corrispondano a quelle usate in situ. Le dimensioni dei campioni sono riportate nelle seguenti immagini

Dimensione delle facce degli elementi		Dimensioni dei provini piccoli per determinare la resistenza a compressione della muratura			
		Lunghezza	Altezza		Spessore
ℓ_0 (mm)	h_0 (mm)	ℓ	h		t
≤ 300	≤ 150	$\geq (2 \times \ell_0)$	$\geq 5 h_0$	$\geq 3 \ell$ e $\leq 15 \ell$ e $\geq \ell$	$\geq t_0$
	> 150		$\geq 3 h_0$		
> 300	≤ 150	$\geq (1,5 \times \ell_0)$	$\geq 5 h_0$		
	> 150		$\geq 3 h_0$		

Definizione dei provini.

Le facce dei provini sui quali verrà applicato il carico devono essere piane, parallele tra loro e perpendicolari all’asse principale del campione: per ottenere ciò, si possono utilizzare piastre di acciaio e materiale rettificatore adatto (ad esempio malta o gesso). L’apparecchiatura di prova deve essere in grado di applicare il carico in modo tale che gli spostamenti sulle superfici caricate siano uniformi. Il carico deve essere applicato uniformemente sulla sommità e sulla base del campione e con una velocità tale da raggiungere la rottura in un tempo compreso tra 15 e 30 minuti dall’inizio della prova. La velocità di carico ideale verrà determinata sottoponendo a prova il primo campione e utilizzandolo come guida per quelle successive; ma, indicativamente, le velocità varieranno tra 0.15 N/(mm² *min), per elementi a bassa resistenza, e 1.25 N/(mm² *min) per elementi ad alta resistenza. Mediante questa prova è possibile determinare anche il valore del modulo elastico; per fare ciò, è necessario strumentare opportunamente i campioni con dispositivi di misura per determinare la variazione dell’altezza, aumentare il carico in almeno tre passi uguali fino a raggiungere la metà del probabile carico di rottura e ad step bisogna misurare la variazione dell’altezza; al termine dell’ultimo passo si aumenterà il carico di compressione ad una velocità costante fino a rottura. A prova ultimata, si

procederà al calcolo della resistenza a compressione ed, eventualmente, del modulo elastico mediante le relazioni:

$$f_i = \frac{F_{i,max}}{A_i}$$

$$E_i = \frac{F_{i,max}}{3\varepsilon_i A_i}$$

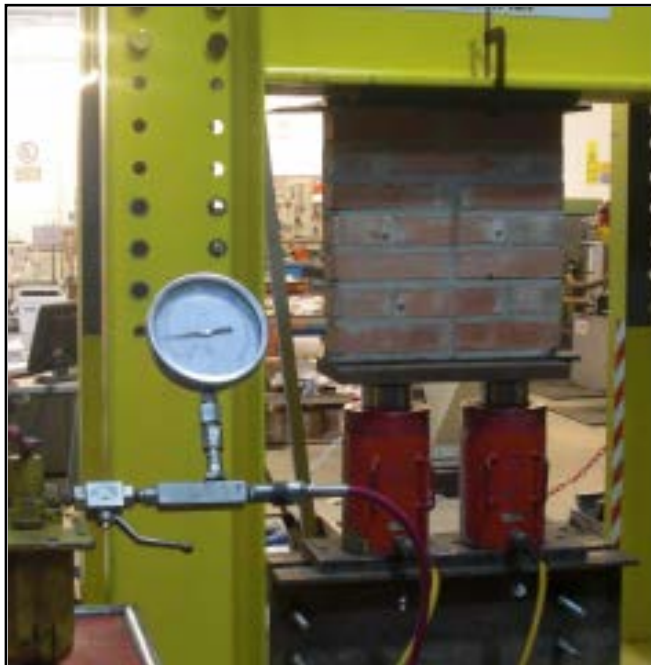
con:

- $F_{i,max}$: carico di rottura per l'i-esimo campione;
- A_i : area della sezione trasversale;
- ε_i : media delle deformazioni di tutti e quattro i punti di misura verificatesi ad un terzo del massimo sforzo.

I campioni sottoposti a prova hanno forma quasi quadrata e le dimensioni vanno calibrate in modo che:

- La lunghezza del campione (l_s) deve essere pari ad almeno il doppio della lunghezza dei mattoni;
- Lo spessore del campione (t_s) deve essere pari ad almeno lo spessore del mattone;
- L'altezza del campione (h_s) deve essere compresa tra tre e quindici volte lo spessore del campione stesso e maggiore della sua lunghezza, condizione soddisfatta.

Di seguito si riporta un'immagine di un campione tipo all'interno dell'apparecchiatura di prova:

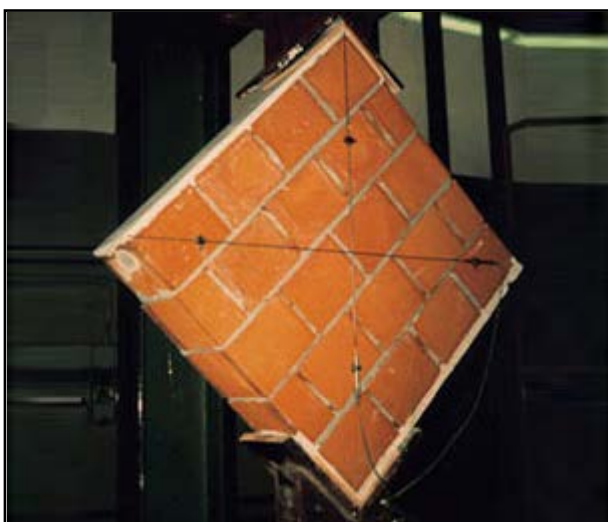


Esempio di provino sottoposto a prova.

La prova si esegue ponendo il campione all'interno di un telaio in acciaio e, poiché il muretto aveva dimensioni ridotte, è stato necessario creare una struttura su cui appoggiare il provino perché, in caso contrario, la corsa dei pistoni dei martinetti non sarebbe stata sufficiente per portare a contatto il campione con la superficie superiore del telaio e, quindi, non si sarebbe riusciti ad applicare il carico. Tra i martinetti e la base inferiore del campione e, al di sopra della base superiore, sono state poste due piastre in acciaio in modo tale da garantire la ripartizione uniforme del carico sulle due facce. Il carico si applica mediante una pompa, munita di manometro, collegata ai due martinetti; si applica una pressione al fluido all'interno dei due martinetti che fa sì che i pistoni si alzino per applicare il carico al muretto. Il manometro viene utilizzato, non solo per determinare il carico di rottura, ma anche per stabilire i vari gradini intermedi di carico dove verranno eseguite le misurazioni delle deformazioni allo scopo di determinare la curva carico- deformazione e il modulo di elasticità.

3.3.3.2 Prova di compressione diagonale

La prova di compressione diagonale è normata dall'American Society for Testing and Materials (ASTM) nella norma E 519 "Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages". I campioni devono avere forma quadrata di lato 1.2m e spessore pari a quella della parete da indagare, ma le dimensioni possono anche essere minori purché il provino rappresenti il pannello da verificare. Il campione viene posizionato tra due morse che applicano il carico lungo una delle due diagonali.



Esempio di provino sottoposto a prova.

In base al carico di rottura è possibile determinare lo sforzo di taglio mediante la formula:

$$S_s = \frac{0,707P}{A_n}$$

Dove:

- P rappresenta il carico di rottura;
- L'area netta del provino in cui w e h rappresentano la lunghezza e l'altezza del provino (che saranno molto simili in quanto dovrebbe avere forma quadrata)

$$A_n = \left(\frac{W+h}{2} \right) tn;$$

- t è lo spessore e n la percentuale di area solida del mattone.

Inoltre è anche possibile determinare le deformazioni taglianti strumentando in modo apposito il campione:

$$\gamma = \frac{\Delta v + \Delta h}{g}$$

dove Δv rappresenta l'accorciamento verticale, Δh l'allungamento orizzontale e g la lunghezza del deformometro millesimale. Noti quindi lo sforzo e le deformazioni taglianti, è possibile determinare il modulo di elasticità tagliente mediante la relazione:

$$G = \frac{S_s}{\gamma}$$

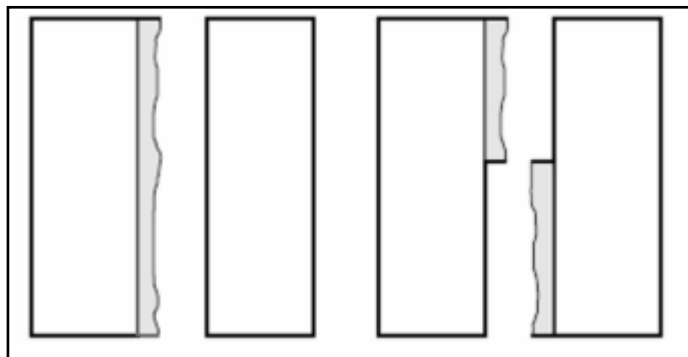
dove S_s è lo sforzo di taglio e γ la deformazione tagliente.

3.3.3.3 Prova su triplete

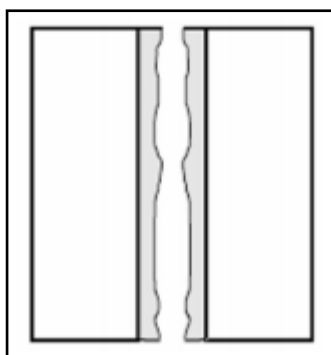
La prova di taglio è normata dall'Ente Nazionale Italiano di Unificazione nella norma UNI EN 1052 – 3 “Metodi di prova per muratura. Parte 3: determinazione della resistenza iniziale a taglio”. La resistenza iniziale a taglio della muratura si ricava dalla resistenza di un campione di muratura di piccole dimensioni. Questa normativa prevede due procedure diverse per la determinazione della resistenza iniziale a taglio: la prima prevede di sottoporre i campioni a carichi di precompressione diversi, mentre la seconda prevede di non sottoporli a precompressione.

La prova consiste nel posizionare il campione nell'apparecchiatura di prova su due supporti aventi forma circolare. Il carico deve essere applicato al centro del

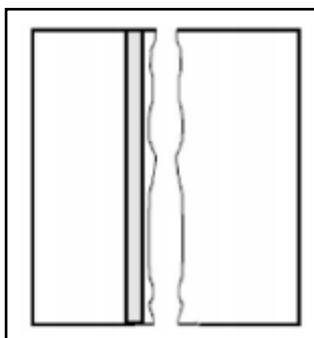
provino, costantemente, fino a raggiungere la rottura che può essere di quattro tipi come illustrato nelle seguenti figure:



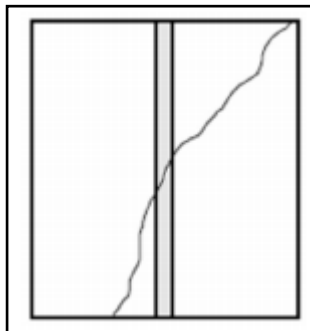
Rottura per taglio tra malta e mattone.



Rottura solo nella malta.



Rottura solo nel mattone.



Rottura per schiacciamento e/o scissione del mattone.

La normativa italiana D.M. 14/01/2008, al §11.10.3.2.1, richiede che la determinazione sperimentale della resistenza a taglio della muratura avvenga su almeno sei campioni.



Esempio di provino sottoposto a prova.

Il campione viene posizionato sopra due appoggi aventi forma circolare e il carico si applica mediante un pistone, collegato ad una cella di carico, poggiante su una lastra di acciaio avente la funzione di ripartire uniformemente il carico sulla faccia del mattone centrale.

Dalla cella di carico si innescia un cavo che la collega ad un personal computer che, a sua volta, è collegato ad una pompa che serve per dare pressione.

3.3.3.4 Prova su carote

Su questo tipo di campione si possono eseguire delle prove di trazione indiretta (o brasiliane) normate dall'Ente Nazionale Italiano di Unificazione nella norma UNI EN 12390 – 6 “Prova sul calcestruzzo indurito. Resistenza a trazione indiretta dei provini”. Si può prendere a riferimento questa normativa anche se non riguarda la muratura ma il calcestruzzo, come è stato fatto per le prove di trazione indiretta sulle carote di mattoni, con la differenza, però, che in questo caso non è possibile definire quali caratteristiche meccaniche si possano ricavare poiché il campione non è di materiale omogeneo.

Il comportamento globale è condizionato da fattori legati all'interazione tra i vari materiali del provino. Sulle carote si eseguono prove brasiliane; ma posizionando il campione all'interno della macchina di prova in modi differenti: la differenza consiste nel diverso posizionamento del giunto di malta rispetto al piano orizzontale, ad esempio con il giunto inclinato di 45° , con il giunto a 60° , con il giunto a 30° e con giunto orizzontale. Il macchinario di prova può essere il medesimo utilizzato per le prove di trazione indiretta sulle carote di solo mattone, poiché il principio di prova è lo stesso; si posiziona il campione, con il giunto inclinato della quantità prescelta, tra due piastre orizzontali alle cui estremità si trovano due coltelli di carico aventi la funzione di applicare il carico lungo un diametro. Il carico viene applicato mediante un pistone, collegato ad una cella di carico. Il carico viene fatto crescere fino a quando il provino non raggiunge la rottura che può verificarsi in due modi: per trazione o per slittamento tra il giunto di malta e il mattone.

CAPITOLO 4. UN CASO STUDIO: VILLA D'ELBOEUF

4.1 INQUADRAMENTO STORICO

4.1.1 La città di Portici: dalle origini ad oggi

Le origini della città di Portici

Le ipotesi sulle origini del nome della città di Portici sono molteplici: secondo alcuni autori, deriverebbe da "Portus", antico porto di Ercolano, situato sulla costa dell'attuale città; altri invece fanno discendere il nome dal foro dell'antica Ercolano che risultava essere contornato da Portici; infine, secondo un'antica leggenda, l'appellativo sarebbe dovuto alla splendida dimora, "Villa Pontii", fatta edificare da Quinto Ponzio Aquila, nobile romano congiurato contro Cesare e caduto nella battaglia di Modena del 43 AC.

A conferma di tale leggenda, ci sarebbe un reperto ritrovato sotto gli scavi di Palazzo Mascabruno, raffigurante un'aquila, attualmente emblema dello stemma comunale, oltre che della Parrocchia, che reca sotto gli artigli le iniziali Q.P.A.

Le prime testimonianze del nome di Portici si registrano sia in uno scritto del VIII che in un documento del 996, in cui si descrive il luogo come un bosco di castagni ma, allo stesso tempo, abitato. In effetti, il territorio dove adesso sorge il comune, insieme all'intera regione orientale di Napoli¹, fu interessata da un processo d'impaludamento a seguito dell'eruzione del 79 DC, che provocò la

¹ Questa zona, pressoché desertica ma di passaggio, si riempì di briganti, meritando il nome di "Silva Mala"; vedi M.Rosi in "La Provincia di Napoli Le ville Vesuviane", e "La provincia di Napoli", pag.47.

rovina delle foci del Sebeto e del Sarno e cancellò l'antico tracciato della strada costiera romana. Quest'ultimo evento, in effetti, determinò un netto rallentamento dello sviluppo del territorio rispetto ad altre zone esterne alla città, anche a causa dell'attività eruttiva del vulcano, sebbene il collegamento stradale sia stato ripristinato più volte, sia per ordine dell'imperatore Adriano che, in seguito, sotto Carlo V d'Asburgo². Il reale sviluppo dei piccoli centri urbani non cominciò prima del periodo tra il XIII ed il XVI secolo³, fase in cui vi fu un rapido incremento della popolazione; infatti in un documento di Carlo II d'Angiò del 1285, in cui si determina il pagamento delle imposte per ciascuno dei casali vesuviani in funzione del numero di abitanti, risulta che Portici avesse più abitanti della stessa Resina, ovvero del nucleo storico dell'odierna Ercolano.

Nel 1415 Portici risultava essere un piccolo casale ceduto, in cambio di denaro, per volere della Regina Giovanna II, al nobiluomo e avventuriero napoletano Sergianni Caracciolo, insieme ad altri territori vesuviani. Inizialmente Tenuta e, dal 1454 Capitanìa, Portici divenne feudo nel 1638, quando Anna Carafa, viceregina e già Capitana di Portici, acquistò i casali vesuviani messi in vendita dal re. Sono da segnalarsi, in questa fascia temporale, la costruzione di due importanti edificazioni: la prima nel 1434, quando Antonio Beccadelli, detto il Panormita, segretario di Alfonso d'Aragona, vi costruì, la "Pliniana", la sua dimora, nota soprattutto per aver ospitato quella che diverrà l'Accademia Pontaniana, nei pressi dell'attuale convento di Sant'Antonio; la seconda fu edificata nel 1520, per opera di Bernardino Martirano, il segretario del Regno,

² Carlo I d'Asburgo diviene imperatore con il nome di Carlo V, e giunge a Napoli nel 1536.

³ I centri posti a Settentrione del vulcano, sono invece molto più antichi. Vedi C. De Seta, "I casali di Napoli", editori Laterza Napoli, Pag. 55

che si stabilì a Portici costruendo la famosa villa “Leucopetra”, che nel tempo ospiterà letterati e persino il re Carlo V.

Il periodo feudale costituì per i porticesi per lo più un'epoca buia, in particolar modo durante la dominazione dei fratelli Troise, dall'indole crudele, ai quali la famiglia Carafa concesse in fitto i feudi vesuviani dal 1671 al 1674. In aggiunta a ciò si registra, nel 1631, una disastrosa eruzione del Vesuvio che causò la morte di circa quattromila uomini. L'evento è ancora oggi commemorato in due lapidi di pietra, la prima murata al confine fra Torre del Greco e Torre Annunziata, la seconda destinata in un primo momento a Portici, sistemata di fronte all'attuale via Giordano, successivamente spostata all'imbocco della via del Granatello (oggi Gianturco), entrambe commissionate dal viceré allo studioso Padre Orso, che dimorava nella casa dei gesuiti.

L'epoca feudale terminò moralmente il 17 dicembre 1698, quando, grazie ad un'alleanza con i vicini comuni di Resina e Torre del Greco, gli abitanti di questi tre territori reclamarono il diritto di prelazione sull'acquisto della loro terra; si raccolsero, quindi, in ogni famiglia i fondi necessari per il riscatto feudale. Ufficialmente, il 18 maggio 1699, il decreto emanato dal presidente della Regia Camera della Summaria don Michele Vargas Maciucca, sanciva che Portici, Resina e Torre del Greco fossero sciolte dal vincolo feudale.

Carlo III di Borbone ed il Miglio d'oro

Sebbene la fama di Portici, come centro di arte e di cultura, risalga ad epoca remota, come testimoniano i soggiorni del Petrarca e del Boccaccio e le composizioni del Pontano e del Martirano, sebbene la cittadina vesuviana sia stata sempre aperta ad un circuito internazionale ospitando sovrani, ambasciatori, dignitari, intellettuali, poeti e artisti provenienti da ogni dove, si può affermare che il periodo aureo di Portici, ormai cittadina libera ed autonoma, iniziò sotto il regno di Carlo III di Borbone.

Quest'ultimo, incantato dalla bellezza dei luoghi e, nonostante la minacciosa presenza del Vesuvio, decise, nel 1738, di costruirvi la sua nuova ed elegante residenza estiva, dando vita al fenomeno architettonico noto con il nome di "*Miglio d'oro*". Le famiglie aristocratiche napoletane, ormai in competizione per possedere l'edificio più sontuoso, fecero edificare le proprie ville nei territori circostanti il nuovo Palazzo Reale.

In effetti, i motivi che portarono il Re ad ubicare la sua dimora proprio in questi luoghi non sono storicamente chiari, ma sono stati oggetto di numerose ipotesi e congetture. Le più accreditate sono, oltre l'intenzione di godere della piacevolezza del sito, una volontà, da parte del Re, di incentivare e seguire da vicino le scoperte archeologiche, che in quegli anni si stavano susseguendo, da considerare quale esclusivo simbolo di potere, o da ultimo, quello di compiacere un capriccio della propria giovane sposa Amalia di Valburgo.

In ogni caso il Re non si limitò ad edificare il Palazzo, ma diede vita ad una vera e propria rimodulazione del territorio; l'intera struttura, infatti, fu collocata sull'imponente colata della disastrosa eruzione del 1631. Dopo aver fatto espropriare i terreni di alcuni nobili, arricchì la sua monumentale dimora di un vastissimo bosco, di giardini, di vasche, di sentieri, di ampie logge sul mare e di quartieri annessi. In occasione delle requisizioni, come si legge ne "*Le delizie in villa a Portici ed un giallo archeologico*", in "*Napoli Mobilissima*", (vol. XXXI f.I/II, 2° bim. 1992 pag.33) di G. Borrelli, Portici aveva un "organismo tale da classificarlo città, sia per estensione che per qualità del complesso edilizio".



I lavori della Reggia iniziarono a partire dal 1738, su progetto e sotto la guida di Antonio Medran, ma da quel momento furono tanti gli artisti a susseguirsi negli anni nel completamento e nella revisione dell'opera.

Antonio Carnevari ebbe l'incarico di proseguire i lavori nel 1840 ma all'implementazione del progetto parteciparono anche due eminenze dell'architettura napoletana ed internazionale: Ferdinando Fuga e Luigi Vanvitelli; mentre la sistemazione del parco fu affidata a Francesco Geri, che collocò nei giardini fontane, casini, busti e sculture di spoglio.

Una testimonianza del 1845, ad opera di G. Ajello, S. Aloe, R. D'Ambra, M. D'Ayala, C. Bonucci, C. Dalbono, F. Puoti, B. Quaranta, "Napoli e i luoghi celebri delle sue vicinanze del 1845", (Vol II, pag 471-473), ci fornisce un'accurata descrizione della Reggia:

Il palazzo fu edificato sopra un terreno già ricoperto altra volta dalle eruzioni vesuviane, perocchè la lava detta del granatello servì di fondamento al nuovo edificio; ed è fama che gli architetti e la corte avessero ardito di farne parola al Principe perché non avventurasse una nuova opera così vicino alle tracce della passata ed alle minacce di una futura distruzione e che il Principe con parole devote rispondesse: la Madonna e san Gennaro ci penseranno.

Il cortile del palazzo, che è parte della pubblica strada, sorge in forma presso che ottagonale, essendo gli angoli del rettangolo tagliati verso l'estremo da un muro che segue l'ordine del rimanente, e dà luogo nell'interno a varie scale le quali giungono fino al secondo piano dell'edificio. La strada che viene di Napoli entra nel palazzo per mezzo di tre archi verso il lato occidentale ed, uscendo per altri tre archi dal lato opposto, prosegue innanzi toccando i villaggi di Resina, e della Torre, ed è la medesima strada che mena a molte province del regno. I lati meridionale e settentrionale della corte più lunghi degli altri contengono undici finestre ciascuno, nel primo piano reale, e altrettante nel secondo, destinato alle persone della corte. Nel mezzo di questi due lati maggiori si aprono tre archi i quali conducono ai reali giardini verso la collina, ed a quelli verso il mare che un tempo giungevano fino al granatello. Quando il palazzo reale di Portici fu destinato a contenere i preziosi lavori d'arte che venivano dissotterrati da Ercolano, sotto questi archi dal lato di mezzogiorno e di settentrione sorgevano le due statue equestri che ora si conservano nel museo borbonico come opere di stupenda bellezza, una di Nonio Balbo figlio, un'altra del padre i quali, avendo ben meritato della nazione ercolanese, ottennero l'onore di quelle statue, e questi preziosi avanzi di antichità furono da principio collocati colà nel palazzo innanzi alle due magnifiche scale marmoree che giungono al primo appartamento reale.

Il Re, avendo notizia degli scavamenti con felice successo incominciati nel principio di quel secolo dal Principe di Elbeuf Emmanuele di Lorena, comandante in Napoli le armi per l'imperatore Carlo VI, e propriamente presso al casino detto ancora oggi di Elbeuf, comandò che venissero continuati, destinando il palazzo di Portici a contenerne gli oggetti. Tutte queste ricchezze cresciute in numero, vennero negli anni seguenti tramutate nel museo borbonico, ma nell'osservare il grande appartamento reale composto di oltre a quaranta stanze, sono meritevoli di ammirazione i pavimenti di alcune tra esse i

quali andarono ad ornarle, trasportati tutti interi con mirabile attenzione da quelle rovine, con altri leggiadrissimi lavori in bronzo di piccola mole, ma di finissimo gusto, che ancora si conservano in quelle sale. [...]

Dopo essere stati trasportati in Napoli tutti gli oggetti ercolanesi, il palazzo fu adornato in altri modi da' principi successivi. Vennero arricchite le pareti di stoffe lavorate nella fabbrica di san Leucio, trasportati colà alcuni quadri, aggiungendoli agli altri di scuola napolitana che già adornavano quelle stanze. [...]

Vi rimane ancora perfetta ed intera una sala tutta ricoperta nelle pareti dal basso all'alto di specchi e di lavori mirabili in porcellana a foggia di fiori e rabeschi. Questa sala è tutta commessa di mille pezzi diversi i quali possono agevolmente per via di perni scomporsi e ricomporsi nuovamente, e sono prova manifesta dell'altissima perfezione alla quale era giunta la fabbrica delle porcellane fondata da Carlo, e da noi mentovata altrove più lungamente.

Essendo i tre lati del palazzo che guardano il levante, il settentrione ed il ponente ingombrati nel loro aspetto da vicine abitazioni, il solo lato di mezzogiorno si presenta tutto intero e guarda il Granatello, e verso oriente il golfo e la città di Napoli. Da questo lato comunica il cortile col sottoposto giardino per due ampie strade, ed il reale appartamento per ampie terrazze si congiunge così a questo come al bosco verso settentrione.

L'installazione della famiglia Reale e delle loro attività fu un impulso evolutivo senza eguali per il territorio, ed a testimonianza di ciò, dopo circa due secoli in cui l'iconografia del territorio, ovvero quella che possiamo considerare l'allora attività topografica, fu sostanzialmente trascurata, (ad eccezione della pianta prospettica del Baratta), vi è la “*Mappa Topografica Della Città di Napoli e De' Suoi Contorni*” di G. Carafa duca di Noja, del 1775, quindi già pochi anni dopo l'inizio dei lavori alla Reggia.



Mappa del Duca di Noja.





La produzione di Giovanni Antonio Rizzi Zannoni.

Ma, a seguire, si registra la produzione di alte tre carte dedicate alla città di Napoli ed ai suoi dintorni, il 1790 e il 1793, ad opera dell'Officina Topografica di Napoli, diretta da Giovanni Antonio Rizzi Zannoni, tutte comprendenti anche i nuovi territori in vi di sviluppo.

Tutta questa produzione cartografica è il segno di come tutti i paesi della fascia costiera mutarono repentinamente il loro status da semplici paludi a privilegiati siti di soggiorno. la cui conseguenza fu l'insorgere di uno spirito di emulazione, di profondo sviluppo artistico e la costruzione di palazzi aristocratici, casini e la famose "Ville di delizie". Villa Pignatelli Montecalvo a Largo Arso, la dimora del Principe di Caramanico a San Giorgio o le residenze dei Cassano Serra e di Giuseppe Maria Lecce a Bellavista, sono solo alcuni egli esempi più significativi di ricerca architettonica. Si tratta di ville per lo più poste nel verde e in luoghi isolati, rispetto a quelli caratterizzati dal passeggio della corte; è importante, quindi, sottolineare che il maggior numero di episodi architettonici è rintracciabile lungo la strada Regia, che ripeteva l'antico tracciato della strada costiera romana, a partire dai progetti architettonici sorti nei piccoli lotti a ridosso della strada Regia a Portici, affollata fino a quelli più impegnativi del

Miglio d'oro tra Ercolano e la Torre Ottava, i cui principali esempi sono la villa Campolieto, la Favorita, la Ruggiero.

Il 3 Ottobre 1839 fu inaugurato il primo tratto ferroviario italiano, lungo 7.406 metri, in grado di trasportare passeggeri da Napoli a Portici in 10 minuti. Il treno inaugurale era composto da due convogli trainati da locomotive gemelle: la Bayard e la Vesuvio, progettate dall'ingegner Armand Bayard de la Vingtrie, su prototipo dell'inglese George Stephenson. L'evento, di portata continentale, è stato immortalato nel famoso quadro di Salvatore Fergola.



Salvatore Fergola, *Arrivo al Granatello del treno inaugurale*, olio su tela (particolare della cerimonia inaugurale alla presenza del Re Ferdinando II di Borbone).



Salvatore Fergola, *Arrivo al Granatello del treno inaugurale*, olio su tela (particolare della Locomotiva Vesuvio), 1839.

Una fedele replica di una di esse, realizzata in occasione del primo centenario della ferrovia, è oggi esposta al museo di Pietrarsa, ex Opificio Borbonico per la costruzione e riparazione di rotaie, locomotive e macchine a vapore.

Lo sviluppo delle strade ferrate è, infatti, la punta di diamante della strategia politico-economica del sovrano. Occorreva, quindi, individuare un luogo più ampio dove realizzare un nuovo e più grande opificio in grado di provvedere alla costruzione di materiale ferroviario. La scelta cade su Pietrarsa, l'antica Pietra Bianca divenuta Pietrarsa dopo essere stata raggiunta e "arsa" dalla lava del Vesuvio durante l'eruzione del 1631. Pietrarsa confina con i comuni di Portici, S.Giovanni a Teduccio e S.Giorgio a Cremano. la Napoli-Portici,

L'iniziativa ha origine nel 1830, quando Ferdinando II di Borbone (1810-1859), appena salito al trono, fa costruire a Torre Annunziata una piccola officina per la produzione di materiale meccanico e pirotecnico per usi militari. L'iniziativa si inserisce nel processo di rinnovamento che il giovane Re, abbandonata la politica reazionaria dei suoi predecessori, mette in atto per affrancare il Regno delle Due Sicilie dalla supremazia industriale e tecnologica straniera. Nel 1837, poi, per seguire meglio i lavori dell'officina, Ferdinando ne ordina il

trasferimento presso la Reggia di Napoli, affidandone la direzione al tenente Luigi Corsi inventore delle famose “palle incendiarie” resistenti all’acqua e capaci di distruggere, incendiandole, intere navi.

Dopo l'inaugurazione della prima ferrovia, tra il 1840 e il 1842 vengono acquistati sia i terreni sede delle officine di Pietrarsa, sia una zona adiacente al terreno, situata tra la spiaggia, il mare e la ferrovia, con notevoli vantaggi per il trasporto dei prodotti che può essere effettuato sia da terra che da mare, nonché viene ultimato il primo edificio del nuovo complesso: la Torneria. Nell’Officina lavorano circa 200 operai.

È del 1843 l'editto reale che ordina: “E’ volere di Sua maestà che lo stabilimento di Pietrarsa si occupi della costruzione delle locomotive, nonché delle riparazioni e dei bisogni per le locomotive stesse degli accessori dei carri e dei wagons che percorreranno la nuova strada ferrata Napoli-Capua”. Nel 1845, Lo Zar Nicola I di Russia visita le officine su invito di Ferdinando. L’interesse e l’ammirazione per il complesso è tale che lo Zar ordina al suo ingegnere Echappar di rilevare la pianta dello stabilimento con la sistemazione delle macchine, perché venga riprodotta esattamente nel complesso industriale di Kronstadt in costruzione in Russia.

Il 23 settembre 1849 è invece la volta di Papa Pio IX, ospite del re Ferdinando, come ricorda il dipinto di Pasquale Mattei.

Pietrarsa è all'apice del suo sviluppo e della sua capacità produttiva nel 1853: è il primo nucleo industriale d’Italia (precede di 44 anni la fondazione della Breda e di 57 anni quella della Fiat). Vi lavorano quasi 700 operai. Prodotti in ghisa realizzati nelle officine sono esposti a Napoli all’Esposizione di arti e manifatture del 1853. Viene aperta al culto la chiesa di Maria SS Immacolata, costruita di fronte all’entrata dell’opificio. Dopo la demolizione della chiesa, per necessità tecniche, agli operai viene concesso di costruire in ogni reparto dei piccoli tabernacoli, alcuni dei quali si sono conservati fino ad oggi.



Pasquale Mattei – “Sbarco di Pio IX al porto del Granatello.

Nel mese di settembre del 1860 Giuseppe Garibaldi visita Pietrarsa giungendo senza preavviso e facendosi guidare tra i reparti da un guardiano delle sale: è l'anno della caduta del Regno borbonico. L'anno successivo, con l'unità d'Italia, Pietrarsa passa in gestione al Governo italiano. L'ingegnere Sebastiano Grandis, incaricato dal Governo di redigere una relazione sull'ex opificio borbonico di Pietrarsa, presenta una relazione negativa sull'attività delle officine (costo eccessivo dei materiali e dei prodotti, eccedenza di personale, lontananza dalla stazione di Napoli, e altro). Grandis sconsiglia, quindi, la gestione governativa del complesso e ne propone la vendita a privati o addirittura la demolizione. Nel 1863 Il Governo Italiano cede Pietrarsa in gestione alla ditta Bozza che adotta subito una dura politica di licenziamenti e restrizioni che causano malcontento e azioni di protesta da parte degli operai. Fino ad arrivare ai violenti scontri del 6 agosto quando 30 bersaglieri caricano le maestranze provocando la morte di 7 operai e il ferimento grave di altri 20. Dopo l'agosto di sangue, Bozza chiede la rescissione del contratto d'appalto. L'Opificio viene, quindi, dato in gestione alla Società Nazionale di Industrie Meccaniche. Nei 7 anni della nuova gestione, vengono costruite, tra l'altro, 150 nuove locomotive ed eseguite 72 grandi riparazioni. La Società Nazionale non riesce, però, a risollevare le sorti

finanziarie delle Officine. Nel 1877, per evitare la chiusura del complesso, lo Stato avoca a sé la gestione della Società nazionale e affida la direzione dello stabilimento di Pietrarsa all'ingegner Dionisio Passerini che riesce in breve tempo a risollevarne le sorti. Con la specializzazione di macchinari e operai, i prodotti migliorano di qualità e i costi si abbassano. Fino al 1885 vengono costruite 110 locomotive, 845 carri, 280 vetture ferroviarie, caldaie a vapore e altro materiale ferroviario. Le locomotive costruite a Pietrarsa sono utilizzate su tutta la rete italiana. Nel 1905, il 1° luglio, la gestione delle ferrovie nazionali viene assunta dallo Stato italiano che assume anche quella dell'officina di Pietrarsa che mantiene la sua specializzazione ferroviaria. Per perfezionare i processi di lavorazione, si effettuano grandi interventi di ristrutturazione, si rinnovano macchinari e viene installato materiale più moderno e funzionale. Dopo il secondo conflitto mondiale, la diffusione delle locomotive diesel ed elettriche segna il rapido declino delle locomotive a vapore che verranno utilizzate solo per il trasporto merci e per i servizi sussidiari. La fine del vapore accompagna il lento ma inevitabile declino di Pietrarsa che viene adibita esclusivamente alla Grande Riparazione delle poche locomotive a vapore rimaste in circolazione. Le Officine di Pietrarsa vengono ufficialmente chiuse, il 20 dicembre 1975 e lascia l'impianto la GR 640-088, l'ultima locomotiva che ha effettuato la Grande Riparazione a Pietrarsa, mentre nel 1977 l'ex Opificio borbonico di Pietrarsa diventa, con delibera del Consiglio di Amministrazione FS, sede del primo Museo Nazionale Ferroviario.

Questo breve excursus ricorda la bontà e la longevità del progetto originario; infatti la linea inaugurata nel 1938 ha grande successo: la velocità di percorrenza, la frequenza dei treni, i prezzi contenuti (per la terza classe), la notevole consistenza numerica della popolazione coinvolta, l'interesse turistico per alcuni luoghi attraversati o avvicinati (penisola sorrentina) consentono una consistente presenza di viaggiatori, pari a oltre un milione all'anno, molti di più dei 720.000 previsti da Bayard. Essa si troverà, dunque, ad essere parte di un

progetto più vasto; infatti, nell'agosto 1842 venne inaugurato il tronco successivo, che giungeva fino a Castellammare e, appena due anni dopo, fu ultimata la diramazione per Pompei, Angri, Pagani e Nocera Inferiore. Il successo della Bayard e considerazioni di ordine politico-militare spingono Ferdinando II a realizzare, in quelli stessi anni la linea Napoli-Caserta-Capua di 43 km, inaugurata in due fasi nel 1843-44.

A dirla tutta, quello del 1839 non fu che il progetto pilota di uno ben più ampio ed ambizioso volto alla risoluzione del problema delle comunicazioni interne e dell'isolamento dei paesi del Mezzogiorno attuato con il Decreto del 25 settembre del 1860 che descriveva in via preliminare il piano per la costruzione delle linee ferroviarie nel Sud. Al momento dell'unità d'Italia il Regno delle Due Sicilie dispone di 126 km di ferrovie, dislocati per lo più nella provincia di Napoli.

Fin dalla sua nascita, la ferrovia assunse un ruolo fondamentale nei territori attraversati, determinando profonde trasformazioni: l'insediamento di nuove aree urbane, la riorganizzazione territoriale e urbanistica, nonché il potenziamento e la nascita di nuovi commerci. Tutto ciò, con l'interessamento da parte della nobiltà partenopea alla zona del *Miglio d'oro*, portò ad una rapida crescita e ad un rigoglioso periodo di successo e benessere per la città di Portici.

In seguito, la caduta dei Borbone segnò un'ulteriore svolta nella storia di Portici, che, con la fine del Regno delle Due Sicilie e l'unità d'Italia, ebbe autonomia amministrativa ed economica, mentre la reggia continuò ad essere un centro pulsante di vita e di attività anche nella sua nuova veste di Scuola superiore di Agricoltura, fondata il 14 gennaio 1872, divenuta, poi, Istituto Superiore agrario e, con la riforma entrata in vigore nell'anno accademico 1935-1936, trasformata in facoltà universitaria; essa, attualmente, è sede della facoltà di Agraria dell'Università degli Studi di Napoli Federico II.

L'esplosione edilizia del Novecento

A partire dagli inizi del 1900 nella zona vesuviana si registrò un autentico risveglio che richiamò una folla aristocratica ed intellettuale in numerosi e sempre più frequenti salotti letterari. In particolare, Portici ebbe una brillante vita culturale coagulando intorno alla “Dante Alighieri”, società che mirava a tutelare e a diffondere nel mondo la lingua e la cultura italiana, le più note personalità dell'epoca.

Alle vecchie residenze borboniche si affiancano nuove ville sorte nella zona di Bellavista. Quegli orti e quei giardini, quelle ville e quei palazzi, quando ancora sopravvivono, rappresentano le ultime vestigia di uno splendore passato, sono testimonianze di una civiltà, di una cultura e di un ciclo ormai compiuto.

Un emblema degli anni Venti fu il circolo estivo attrezzato in Villa Bideri, dove in breve tempo si raccolse tutta la parte eletta della colonia villeggiante, spesso attirata dagli spettacoli organizzati.

A partire dagli anni Cinquanta fino ad oggi, si assiste, invece, ad un profondo e caotico cambiamento subito da Portici e, più in generale, dagli altri paesi della costa vesuviana: le bellezze naturali ed artistiche di questi famosi luoghi di villeggiatura che hanno richiamato i Borbone e le famiglie più in vista della nobiltà partenopea, lasciano il posto alla speculazione edilizia. Al posto delle ville vesuviane e dei meravigliosi e profumatissimi giardini ci sono oggi anonime palazzine in cemento armato, circondati da un ambiente sempre più inquinato e insalubre. L'esigenza di incrementare la ricettività per una popolazione cresciuta a dismisura ha comportato una serie di mutazioni che, dove in misura maggiore e dove minore, sono riuscite ad alterare profondamente la fisionomia dei luoghi e la vita stessa dei cittadini.

Ad oggi, Portici è tra le città al mondo con maggior densità abitativa, con oltre 15.000 abitanti per km² e, per anni, ha detenuto il record di città più densamente popolata dopo Tokyo.



Veduta aerea della Reggia di Portici e del porto del Granatello, Google Earth 2016.

Tuttavia, nel considerare i valori della densità abitativa, non si deve dimenticare che, dei quattro km² di Portici, più di un km² è formato dal Bosco di Portici, ovviamente non abitato, cui si aggiunge il parco Villa Menna dal quale, una volta, si accedeva alla spiaggia, ora non più balneabile. Pertanto, la popolazione risulta, in realtà, essere residente su meno di 3 km².

Nel 2002 il comune richiese ed ottenne, con decreto del capo dello Stato, il titolo di città, evento a seguito del quale il Consiglio Comunale ha provveduto a rinnovare lo stemma ed il gonfalone, costituita da uno scudo dorato su fondo azzurro cupo con un'aquila ad ali spiegate. Lo scudo è chiuso nella parte inferiore dalle lettere Q.P.A. abbreviazione di Quintus Pontius Aquila, in nobile romano di cui si parlava ad inizio capitolo, la cui insegna fu ritrovata tra i resti di una villa romana scoperta nei pressi di Via Università. Lo stemma è sormontato da una corona d'oro a cinque torri, simbolo della "Città".

Portici: la “zona rossa” ed il rischio sismico

A causa dell'elevata urbanizzazione sviluppatasi negli ultimi decenni ai suoi piedi, il Vesuvio, oggi è uno dei vulcani più pericolosi al mondo.

Il comune di Portici fa parte della cosiddetta "**zona rossa**", quell'area, immediatamente circostante il vulcano, da evacuare cautelativamente in caso di ripresa dell'attività eruttiva del Vesuvio, in quanto ad alta probabilità di invasione da parte di flussi piroclastici ed elevato rischio di crolli delle coperture degli edifici per accumuli di depositi di materiale piroclastico.

Per flussi piroclastici si intendono quelle miscele di gas e materiale solido ad elevata temperatura che, scorrendo lungo le pendici del vulcano ad alta velocità, potrebbero distruggere in breve tempo tutto quanto si trova sul loro cammino.



Lo stemma della Città di Portici.

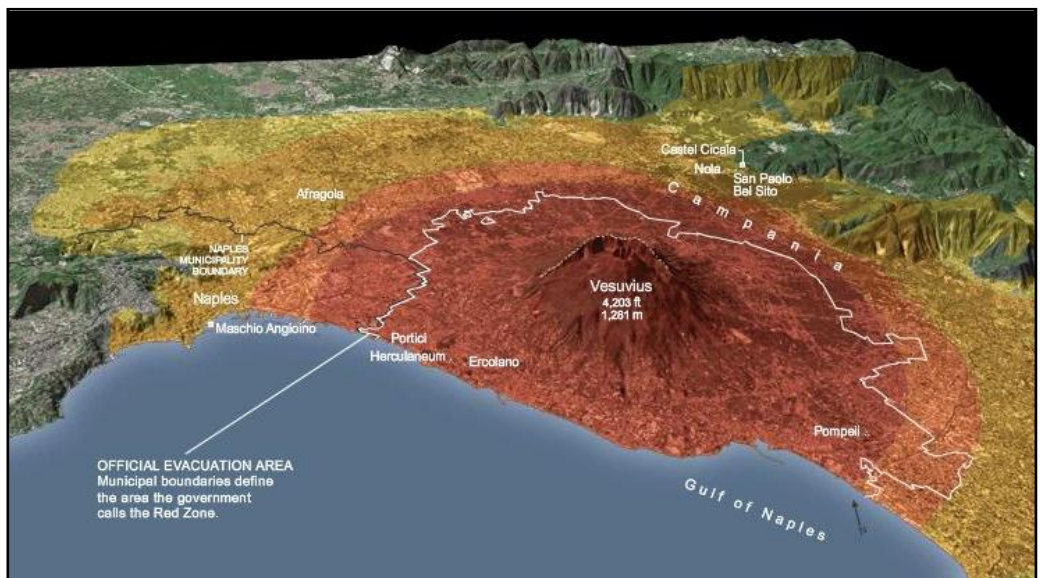
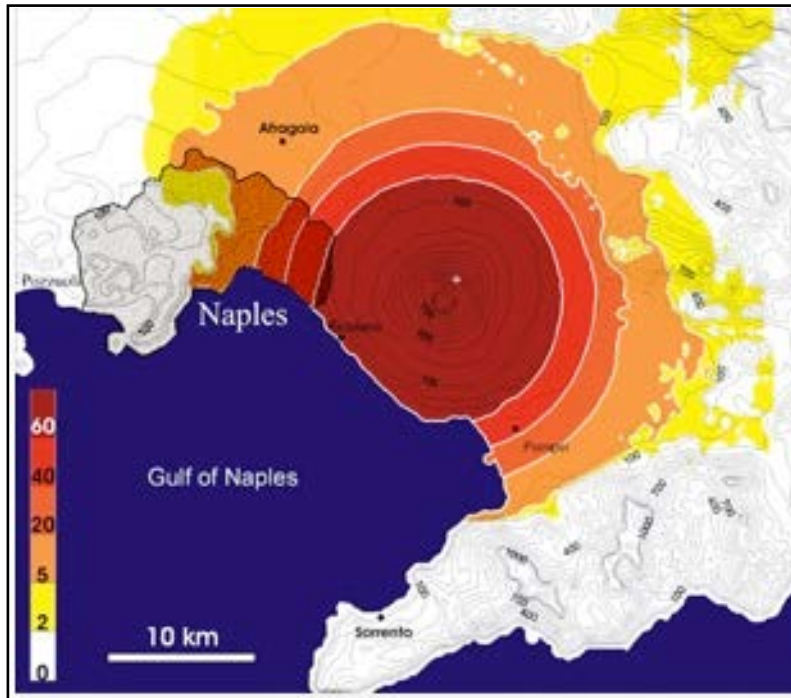


Una vista del cratere del Vesuvio.

Il Dipartimento Nazionale di Protezione Civile, con la collaborazione della comunità scientifica e delle autorità locali, ha predisposto un piano di emergenza che viene costantemente aggiornato per tener conto dei progressi nelle conoscenze scientifiche, dei continui cambiamenti dell'assetto urbanistico e della densità abitativa di una delle aree più popolate del mondo.

Nella predisposizione del piano di emergenza è stato tenuto conto del fatto che l'eruzione del Vesuvio non giungerà improvvisamente, ma sarà preceduta da una serie di fenomeni precursori identificabili già diverso tempo prima; la sezione di Napoli dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia controlla lo stato del vulcano 24 ore al giorno. Inoltre, plausibilmente, i flussi piroclastici non si svilupperanno a 360°, ma si dirigeranno in una o più direzioni preferenziali; ciò nonostante, non è possibile prevedere quali saranno le zone interessate dai flussi.

A causa dell'imprevedibilità e della pericolosità dei flussi piroclastici, in caso di eruzione, l'intera zona rossa sarebbe da evacuare.



La definizione delle zone in funzione dei flussi piroclastici.

Il 19 gennaio 2016 è stata pubblicata in Gazzetta Ufficiale la direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri che approva ufficialmente la nuova zona gialla, cioè l'area esterna alla zona rossa esposta alla significativa ricaduta di cenere vulcanica e di materiali piroclastici, già approvata il 9 febbraio 2015 con delibera della Regione Campania.

Il provvedimento arriva a due anni di distanza dall'uscita della direttiva che stabilisce definitivamente la nuova zona rossa per l'area vesuviana. Entrambe le aree sono state individuate, ancora una volta, dal Dipartimento della protezione civile, sulla base delle indicazioni della Comunità scientifica, e in raccordo con la Regione Campania.

Il punto di partenza per l'aggiornamento di queste aree è stato il documento elaborato dal gruppo di lavoro "Scenari e livelli d'allerta" della Commissione Nazionale, istituita nel 2003 per provvedere all'aggiornamento dei Piani nazionali di emergenza per l'area vesuviana e flegrea.

La nuova zona rossa, a differenza di quella individuata nel Piano del 2001, comprende oltre a un'area esposta all'invasione di flussi piroclastici (zona rossa 1) anche un'area soggetta ad elevato rischio di crollo delle coperture degli edifici per l'accumulo di depositi piroclastici (zona rossa 2). La ridefinizione di quest'area ha previsto anche il coinvolgimento di alcuni Comuni che hanno potuto indicare, d'intesa con la Regione, quale parte del proprio territorio far ricadere nella zona da evacuare preventivamente. Altri Comuni invece sono stati considerati interamente, sulla base dei loro limiti amministrativi. La nuova zona rossa comprende i territori di 25 comuni delle province di Napoli e di Salerno, ovvero 7 comuni in più rispetto ai 18 previsti dal Piano nazionale di emergenza del 2001.

La direttiva del 14 febbraio 2014 ha individuato anche i gemellaggi tra i Comuni della zona rossa e le Regioni e le Province Autonome.

Infatti, il Piano del Vesuvio, a differenza di altri piani di emergenza vulcanica, prevede un solo scenario eruttivo (quello dell'eruzione del 1631) ed, a scopo preventivo, in caso di allarme vulcanico, oltre ad ordinare l'evacuazione immediata della popolazione dei venticinque comuni interessati della zona rossa, prevede anche *"l'assistenza alla popolazione dell'area vesuviana cautelativamente evacuata"*, che viene attuata mediante gemellaggi, ossia all'accoglienza garantita da altre Regioni e Province Autonome".

Se dovesse essere necessario l'esodo, il Comune di Bellaria-Igea Marina (RN), gemellato con Portici, sarebbe pronto ad ospitare gli abitanti della cittadina campana. Inoltre, come previsto dalla stessa direttiva, il 31 marzo 2015 sono state pubblicate sulla Gazzetta Ufficiale le indicazioni operative sulla base delle quali componenti e strutture operative del Servizio Nazionale dovranno aggiornare le rispettive pianificazioni di emergenza per la zona rossa. Queste indicazioni operative sono contenute in un decreto del Capo Dipartimento della protezione civile e sono state elaborate d'intesa con la Regione Campania e sentita la Conferenza Unificata (sede congiunta della Conferenza Stato-Regioni e della Conferenza Stato-Città ed autonomie locali).

Nella nuova zona gialla, invece, ricadono 63 Comuni e tre circoscrizioni del Comune di Napoli. La definizione di quest'area si basa su recenti studi e simulazioni della distribuzione a terra di ceneri vulcaniche prodotte da un'eruzione sub-Pliniana, che è lo scenario di riferimento per l'aggiornamento della pianificazione;

essa tiene conto delle statistiche storiche del vento in quota. In particolare, la zona gialla include i territori per i quali è necessario pianificare l'intervento di livello nazionale e regionale per la gestione di una eventuale emergenza; in essi è probabile, infatti, che ricada un quantitativo di ceneri tale da provocare il collasso dei tetti; questo vincola i Comuni che ne fanno parte ad adeguare la propria pianificazione di emergenza. La ricaduta delle ceneri vulcaniche può produrre, a livello locale, anche altre conseguenze (come l'intasamento delle fognature o la difficoltà di circolazione degli automezzi) che possono interessare anche un'area molto vasta, esterna alla zona gialla. Anche questi comuni dovranno aggiornare le proprie pianificazioni di emergenza. Così come già avvenuto per la zona rossa, è prevista l'emanazione di indicazioni operative per l'aggiornamento delle pianificazioni di emergenza per la zona gialla.

Questo dossier è dedicato all'aggiornamento del Piano nazionale di emergenza per il Vesuvio e sarà costantemente modificato per raccontare tutte le fasi che porteranno alla sua ridefinizione. La prima pagina ripercorre il percorso di lavoro della Commissione Nazionale dal 2003 ad oggi; la seconda spiega, in sintesi, il contenuto del nuovo documento sull'evento di riferimento e i livelli di allerta; la terza dettaglia la ridefinizione della zona rossa e dei gemellaggi; la quarta presenta la nuova zona gialla.

Nel corso degli anni sono diverse le iniziative mirate a informare i cittadini circa l'incidenza e la prevenzione del rischio vulcanico. Una delle proposte che avrebbe dovuto avere un impatto positivo sulla “zona rossa” era il Progetto VesuVia, vincitore del premio Regionando del 2005. Questo piano puntava ad innescare una nuova fase di sviluppo sostenibile nell'area circostante il vulcano, cambiandone il modello di sviluppo, ancora prevalentemente collegato alle politiche residenziali dell'area metropolitana di Napoli. Tra gli obiettivi più

rilevanti di questo programma c'erano il blocco dell'abusivismo e la riduzione della densità abitativa, attraverso una serie di incentivi normativi ed economici rivolti a favorire lo spostamento consensuale della popolazione. Parallelamente, si prospettava una riconversione del territorio, attraverso la demolizione, senza impatti sulla natura dell'area, di parti di edilizia di scarso valore, dando il via al restauro del paesaggio, alla riqualificazione urbana dei centri storici ed alla costruzione di un nuovo centro di mobilità e di vie di fuga. Il progetto tendeva a uno sviluppo sostenibile e eco-compatibile.

Altra iniziativa, che coinvolge la città di Portici ed i comuni di Torre del Greco, San Giorgio a Cremano ed Ercolano, è quella denominata: **"Patto territoriale del Miglio d'oro"**. Il patto fu stretto, nel 1997, dagli amministratori locali dei quattro comuni limitrofi della fascia costiera al fine di ottimizzare le risorse e condividere obiettivi e strategie di sviluppo utilizzando uno dei nuovi strumenti che il legislatore metteva a disposizione per lo sviluppo locale. Alla luce delle caratteristiche del tessuto produttivo locale, fortemente incentrato su micro-attività commerciali, artigiane e imprenditoriali con una residuale presenza di insediamenti produttivi di medie dimensioni, che impongono un percorso strategico di sviluppo incentrato intorno al concetto di concertazione dal basso, il soggetto promotore del Patto Territoriale attuò la seguente strategia di azione:

- animazione territoriale diretta soprattutto verso l'imprenditoria locale e i giovani;
- raccolta di idee progetto intorno a diversi assi di sviluppo (riqualificazione urbana, turismo, artigianato, nuove tecnologie, qualificazione e specializzazione della forza lavoro, etc.);
- accompagnamento all'accesso ai finanziamenti agevolati per l'avvio dell'attività d'impresa.

4.1.2 Le ville vesuviane nell'area di Portici

L'area delle Ville Vesuviane è quella porzione di territorio che si sviluppa tra i Comuni di Napoli, San Giorgio a Cremano, Portici, Ercolano e Torre del Greco estendendosi fino alle falde del Vesuvio, fra la costa del Golfo e le pendici collinari della zona vulcanica, dove, in una concentrazione eccezionale, secondo i dati dell'Ente per le Ville Vesuviane, si addensano circa 122 immobili monumentali da tutelare.

Si tratta di un patrimonio che ha caratteristiche quanto mai particolari, proprio per le peculiarità geografiche del territorio considerato, sia per la vicenda storica che ha generato il fenomeno della grande proliferazione di ville già a partire dal tardo-cinquecento, peraltro in continuazione ad una tradizione antichissima, per giungere poi alla fioritura settecentesca provocata dalla realizzazione della residenza reale a Portici.

Così la descrive Roberto Pane in *"Ville vesuviane del Settecento Napoli"*, E.S.I. 1959: *"Pochi luoghi al mondo possono vantare una così favorevole temperie come quello che l'aristocrazia partenopea del Settecento scelse, per il suo soggiorno estivo, tra le pendici del Vesuvio e il mare"*.

Diverse furono le caratteristiche dell'architettura delle ville assunsero a seconda dell'ubicazione più o meno localizzata vicino al mare, più o meno ambientata sulle falde del Vesuvio e, in relazione a ciò, più indirizzata al collegamento con la destinazione agricola di un complesso articolato o più orientata al godimento della villeggiatura.

Le Origini

I primi insediamenti si ebbero nel Medioevo dopo il dissodamento ed il recupero di vaste aree agricole. Fu questo il principio del movimento delle ville che andarono moltiplicandosi, dapprima poche e sparse, spesso al centro di aziende agricole, in seguito

sempre più numerose ed affollate verso la costa, infine concentrate verso il polo d'attrazione della Reggia di Portici.

Tra il Cinquecento ed il Settecento le ville colonizzarono gli spazi influenzando l'economia, l'assetto viario e la toponomastica.

A partire dal XVI secolo iniziarono a moltiplicarsi i monasteri, spesso in posti dove gli ordini possedevano terreni da vari decenni o su terreni appositamente acquistati per godere della fertilità concessa ai suoli dall'attività del vulcano. A moltiplicarsi, però, furono anche le masserie che fungevano allo stesso tempo da fabbriche e da villa attestando la presenza di nobili e ricchi borghesi, per lo più di origine napoletana. In tali ville, dotate di magazzini per derrate, stalle, depositi, torchi e vasche per la pigiatura delle uve, il signore poteva soggiornare e seguire l'andamento della produzione.

Le favorevoli condizioni climatiche e la natura dei terreni consentirono, inoltre, uno sviluppo dell'agricoltura di tipo intensivo, con il frazionamento della proprietà fondiaria; il maggiore benessere condusse ad un miglioramento generale delle condizioni di vita degli abitanti che determinò la formazione di insediamenti non rurali, di origine signorile, con una connotazione colta di derivazione cittadina.

Ancora oggi molte di queste ville-masserie, sorte al centro di tenute agricole, sopravvivono, anche se del tutto o in buona parte private della loro originaria funzione economica, sparse nei paesi interni o, in casi sporadici, in quelli costieri.

Le preesistenti strutture furono adeguate al gusto di una classe più colta ed esigente con un nuovo stile di vita, che si trasferiva sulla costa vesuviana per dedicarsi all'ozio, per seguire il sovrano e per godere del clima salubre e della tranquillità che una città come Napoli poteva offrire.

Queste presenze modificarono sostanzialmente il paesaggio vesuviano, che vide sorgere edifici di discrete dimensioni e di qualità architettonica rilevante, spesso circondati anche da un'area tenuta a giardino ed, in alcuni casi, ritenuti degni di ospitare personaggi di rango.

Le ville vesuviane furono l'espressione dell'aristocrazia e della classe dirigente di tutto lo Stato a partire dall'epoca vicereale e raggiunsero il proprio culmine nel diciottesimo

secolo. Accanto ad una folta schiera di aristocratici che videro il territorio vesuviano come luogo degli investimenti agrari, contadini, artigiani del corallo e della seta, pescatori e commercianti godettero del privilegio di vivere in questi luoghi caratterizzati, pertanto, da una grande varietà di tipi edilizi: dalla residenza nobiliare alla casa con il fondo rustico.

In effetti le antiche cronache, in genere, non descrivono l'aspetto delle residenze, mentre risultano ricche di dettagli gli eccessi licenziosi che vi si concedevano i proprietari, lontani dalla città e dai rigidi schemi della corte. Nonostante la limitatezza delle descrizioni, da alcuni particolari raccontati, quali la presenza di "sguazzaturi" per i bagni di mare e dei porticati, si evince che nella struttura architettonica delle ville era integrato l'aspetto naturalistico, modello che fu successivamente ripreso nelle ville settecentesche. Di queste ville riferiscono autori come il Celano o il Borrelli che confermano la presenza di numerose residenze di ricchi borghesi che si insediarono nella cittadina durante tutto il XVII secolo.

La descrizione che se ne ricava manifesta l'assoluta libertà degli impianti planimetrici; ad esempio, le residenze erano spesso a due piani e a più terrazze, sia coperte che scoperte e con doppia esposizione al monte ed al mare, il giardino era diviso in più parti, delle quali una grande vitata, utilizzate spesso per "passare le acque" in un clima salutare. Solo nei primi decenni del XVIII secolo alle episodiche presenze sparse nel verde si contrappose un vero e proprio sviluppo urbanistico. Vaste aree aperte sulla "Strada Regia" furono oggetto di una lottizzazione dopo il costituirsi di Portici come Villa Reale, giacché dopo il 1738 divenne segno di prestigio possedere un "casino di delizie" nel sito reale, come riporta G. Fiengo in "Organizzazione e produzione Edilizia a Napoli all'avvento di Carlo Borbone", (Edizioni Scientifiche Italiane, Pag.12).

Come già detto, da tempo ricchi borghesi e nobili, desiderosi di stare alla larga dalla vita di corte, avevano scelto Portici, ma è dopo il 1738 che questa si riempie di palazzi di buona fattura, anche se non tutti di alto valore architettonico, sorti riempiendo gli spazi dei grandi fondi rustici. I lotti posti ai lati della strada risultavano avere maggior prestigio per l'affaccio principale sulla strada stessa; nacquero allora le lunghe cortine di immobili

che ancora oggi rivelano, dietro alle facciate, il giardino che consentiva di godere della salubrità dell'aria e della mitezza del clima oltre che del panorama. I cosiddetti “casini di delizie” della zona Vesuviana, costituirono un modello edilizio rivoluzionario rispondente a precisi ideali naturalistici settecenteschi.

Il fattore climatico e la varietà dei materiali vulcanici facilmente reperibili in loco, come calcare lavico compatto, lapillo, sabbia, pozzolana e tufo, che consentivano di realizzare volte estradossate e terrazze, determinarono una variata campionatura architettonica, che si sviluppava sempre intorno ad una corte centrale costituente il nucleo della distribuzione delle funzioni degli ambienti e della loro illuminazione e aveva caratteri peculiari come scale esterne, archi rampanti e logge.

La corte era proporzionata all'altezza delle unità edilizie, la volumetria era contenuta e contraddistinta da una semplicità di forme e spazi che risentivano sicuramente degli influssi delle abitazioni romane di Pompei. L'asse rettilineo della composizione era un percorso privilegiato, una dilatazione all'infinito della successione degli spazi barocchi; l'ansia di sfondare la parete del cortile di fronte all'ingresso nei palazzi sanfeliciani si trasforma nelle scale a giorno in trasparenza verso il verde del giardino e nelle ville vesuviane si realizza attraverso androni, cortili o esedre.

Le ville vesuviane si allinearono lungo le antiche vie dei borghi e si sparsero nel territorio, provocando sostanziali modifiche negli assetti viari e nelle proprietà dei suoli, spesso acquistati da diversi possessori ed unificati, collegati alle strade principali da nuove vie che, ancor oggi, conservano i nomi degli antichi proprietari.

Il fenomeno proseguì nel XVIII secolo, quando alcune ville si accamparono sempre più poderose nello spazio, come palazzi di città trasferiti in un contesto di villeggiatura e nei pressi della reggia porticese. La presenza di tante ville nell'area vesuviana provocò la scomparsa di spazi agricoli, trasformati in sontuosi giardini ed un forte aumento del prezzo dei suoli, ma, contemporaneamente, contribuì a distribuire nell'intorno una certa ricchezza, quello che oggi si definirebbe un rilevante indotto: i loro abitanti avevano bisogno di operai e giardinieri, stallieri e domestici, che spesso reclutavano in loco e di derrate alimentari, acquistate presso i contadini della zona. Pertanto, si sviluppò, con

l'insediamento della grande aristocrazia e della Corte borbonica, anche una certa vita sociale, già parzialmente avviata nel secondo Seicento, quando il ricco ceto commerciale e la nobiltà di toga si affacciava energicamente alla ribalta, che aveva come centro le ville e che mantenne una certa vitalità anche nel corso dell'Ottocento.

Gli architetti articolavano le ville, nella maggior parte dei casi, disponendo gli ambienti interni in modo da consentire le vedute del paesaggio; i riferimenti alla natura e alle sue stagioni condizionavano gli scorci visivi e, quindi, la sequenza degli spazi interni.

Le condizioni particolari del territorio su cui furono edificate le ville sulle ultime pendici collinari digradanti verso la riva del mare costituirono l'elemento portante su cui furono organizzati l'architettura ed i giardini la cui sistemazione non fu mai casuale.

Il giardino era la naturale continuazione ed il coronamento esterno delle ville, dimore di delizia ma anche di uso quotidiano della famiglia. L'architettura del giardino si andava ad integrare col paesaggio circostante, cogliendo i vari e mutevoli aspetti della natura, da riportare peraltro sulle volte e sulle pareti del salone delle feste, della galleria, del boudoir, dove nelle piovose giornate autunnali o durante i brevi acquazzoni di agosto, si trascorreva il tempo libero.

La vista sul paesaggio circostante avveniva per lo più dalle logge e dalle terrazze che fungevano da elementi di raccordo tra il giardino, l'abitato e il panorama. Sebbene, sulla strada possano trovarsi esedre creanti l'invito alla villa, il giardino di delizie veniva collocato sempre sul retro, con il muro perimetrale a chiudere alla vista il paesaggio più prossimo ed impedire introspezioni dall'esterno, secondo le caratteristiche del giardino segreto.

Nel tempo, il territorio si è continuamente trasformato e gli episodi architettonici significativi sono rimasti elementi puntuali in un vasto territorio allontanato dalla città e spesso dimenticato, senza più una precisa definizione.

In questo scenario è possibile identificare una zona ancora più limitata, compresa tra i quartieri periferici di Napoli (Barra e San Giovanni a Teduccio) ed i confini dei Comuni di Torre del Greco e Torre Annunziata, lungo un tracciato che ha conosciuto il suo

massimo fulgore tra la seconda metà del secolo XVIII e quella del XIX che è nota col nome di Miglio d'oro.

La definizione rispecchia la ricchezza storica e paesaggistica e la presenza di splendide ville vesuviane costruite a partire dal Settecento dopo l'inizio della costruzione della nuova Reggia.

Come nota De Seta, *Ville Vesuviane*, (Milano 1980, pp 165-167):

“Quantunque estranei al centro urbano, tali interventi furono parte integrante del programma urbanistico intrapreso dai Borbone nella seconda metà del settecento. Si può anzi dire che la propensione ad uscire dalla città, per proiettarsi in un territorio più vasto, è uno degli elementi peculiari dell’attività di questi anni. Napoli ormai non è più raccolta in sé stessa, si espande seguendo nuove direttrici di sviluppo e vive in continua osmosi con l’ambiente naturale che la circonda. Il raggio di penetrazione è abbastanza ampio e comprende le vaste riserve boschive che divengono in questi anni siti reali: [...] tutta la campagna vesuviana da Portici a Torre del Greco diventano luoghi assai frequentati e vi moltiplicano casini di caccia e ville da diporto. [...] La fortuna di queste località, nonostante la minacciosa e incombente vicinanza del Vesuvio, risale al 1783: anno in cui Carlo di Borbone decise di costruire a Portici una villa reale, vero e proprio palazzo di “delizie”. Tutti i casali ebbero allora uno sviluppo intenso, con la costruzione di numerose ville.”



Villa Favorita.

L'intera corte napoletana e molti altri nobili decisero di trasferirsi lungo il *Miglio d'oro*, facendosi costruire ville e giardini, rococò e neoclassici da architetti del calibro di Luigi Vanvitelli, Ferdinando Fuga, Ferdinando Sanfelice, Domenico Antonio Vaccaro e Mario Gioffredo.



Una vista di villa Aprile.

Nell'Ottocento il *Miglio d'oro* propriamente detto era un tratto di strada rettilineo la cui lunghezza misurava esattamente un miglio, secondo il sistema di unità di misura della provincia di Napoli allora in uso e aveva due termini precisi, la Villa Aprile in corso Resina ad Ercolano e il Gran Caffè Palumbo nei pressi della Villa Comunale di Torre del Greco; entro questi termini sorgevano, tra le altre, la Villa Campolieto e la Villa Favorita. In seguito, questa definizione così precisa sfumò ed i confini si estesero man mano: quello verso nord-ovest giunse a comprendere prima Portici con la Reggia, poi San Giorgio a Cremano con le sue ville (ad es. Villa Bruno e Villa Pignatelli) e infine le porte di Napoli

nel quartiere San Giovanni a Teduccio; invece quello verso sud-est arrivò ad includere le ville di tutto il territorio di Torre del Greco (ad es. la Villa delle Ginestre).



Villa Bruno.

Il complesso paesaggistico ed architettonico del Miglio d'oro, sebbene rappresentasse un patrimonio storico ed artistico per i Comuni sui quali si estendeva, era pur sempre costituito da un gran numero di ville, palazzi e giardini privati, i cui proprietari, succeduti nel tempo agli aristocratici borbonici che li avevano costruiti, non sempre erano in grado di garantirne la conservazione, già inficiata dai bombardamenti della Seconda Guerra Mondiale e minacciata dalla speculazione edilizia.

Per questo il parlamento italiano, con la legge 578 del 29 luglio 1971 istituì l'Ente per le Ville Vesuviane "allo scopo di provvedere alla conservazione, al

restauro e alla valorizzazione del patrimonio artistico costituito dalle ville vesuviane".

Con l'Ente sono consorziati la Regione Campania, la Provincia di Napoli, i comuni di Napoli, San Giorgio a Cremano, Portici, Ercolano, Torre del Greco e Torre Annunziata.



Villa Campolieto.

4.1.3 Villa D'Elboeuf e i Bagni della Regina

Nel 1711, don Emanuele Maurizio di Lorena, principe d'Elboeuf, su progetto di Ferdinando Sanfelice, fece edificare la sua villa nella zona costiera di Portici, in prossimità del porto del Granatello, su di un preesistente "Ospizio" dei Padri Scalzitti o Alcantarini, già a lui ceduto in uso dagli stessi Padri.

Il luogo, scelto per la sua bellezza come ubicazione della Villa, era sconvolto dalle lave giunte sino al mare nel 1631 e 1633; perciò si dovette far livellare il suolo con terra di riporto *"onde poter piantare gli alberi che in gran quantità aveva fatto venire anche da lontano"*, come ricordava una lapide latina, dettata da Matteo Egizio ed ora scomparsa. Inoltre, data la mancanza di acqua potabile, il principe fece costruire un lungo acquedotto, che da *"una montagna degli Appennini"*, presso il Vesuvio, portava l'acqua alla Villa.

A tal proposito scriveva Rapolla *"E come per incantesimo da quelle aride rocce fece zampillare polle di acque freschissime e limpide e salutari, creando con arte singolare un acquedotto lunghissimo che da una delle montagne della catena degli Appennini addossata al Vesuvio ed al Somma, seguiva scaricandovi le acque sino ai marmorei bacini della sua Villa"*.

La villa, più che per l'importanza del suo impianto, fu famosa per le statue e le suppellettili che il principe d'Elboeuf trasse per primo dagli scavi della vicina Ercolano. Infatti, a lui si debbono rinvenimenti che portarono alla scoperta della città sepolta; gli scavi furono poi sistematicamente proseguiti da Carlo di Borbone e dalla sua Accademia ercolanense. In *"Napoli Nobilissima"* (Vol. V Fasc. XI pagg. 165-166) si può leggere: "Nei loro viaggi in Italia il Goethe, il Lalande, il Kotzebue, lady Morgan fan poco caso del palazzo reale di Portici, non ostante le sue magnificenze: perché. Perché generoso ospite avea accolto un più grande di lui, che in breve l'ebbe soprafatto e relegato al secondo posto: dico il Museo Ercolanese. Dove è la sepolta Ercolano? disputavano i dotti e chi la poneva Torre del Greco, chi a Torre Annunziata; il Celano in cima al Vesuvio, qualcuno sull'altro versante, a Ottaiano. Nel 1689, per caso, in un podere di Resina, si rinvennero alcuni oggetti antichi; e fu discusso,

se dovessero attribuirsi ad Ercolano o a Resina suo porto e borgo marinairesco.. La vera scoperta deve essere al principe d'Elboeuf. Volea egli ornare la sua villa ai Granatello con certa maniera di stucco, che un operaio francese componeva mescolando polvere e schegge di vari marmi. Seppe, che un contadino, cavando un pozzo, aveva rinvenuto gran copia di tali ingredienti; e tosto se ne fece cavare un altro lì presso. A non grande profondità trova due statue, di Ercole e di Cleopatra, e, proseguendo lateralmente, colonne di alabastro fiorito, un'iscrizione e sette statue greche, che presero la Via di Francia."

Il Celano in *"Notizie del bello dell'antico e del curioso della città di Napoli."*, così riporta: *"Reputavasi generalmente esser Ercolano sepolto sotto Torre del Greco. Se ne conobbe il vero sito non prima del 1711 quando il Principe d'Elboeuf di Lorena, giunto a Napoli nel 1706 alla testa dell'esercito imperiale spedito contro Filippo V, impalmò nel 1713 una figliola del Principe di Salsa. Stabilitosi in Napoli, edificò nel 1720 una villa presso Portici, sul lido del mare, e si piacque di antichi marmi, comprando i più rari che gli somministrava un contadino, che li veniva cavando da un pozzo. Vedendone tanta copia, il Principe fece acquisto del campo del poeta, come chiamavano quell'agricoltore, e vi fece scavare a proprio conto. Ne trasse quantità grande, ed avanzi di colonne, ed alcune statue di greca scultura, e poi colonne intere di alabastro fiorito, ed altre statue."*

Le prime notizie intorno a Villa d'Elboeuf si trovano in due atti notarili, redatti rispettivamente il 6 giugno 1711 dal notaio Giuseppe Ragucci e il 3 febbraio 1714 dal notaio Gaetano Cerrillo di Scafati, che riguardano i primi acquisti effettuati dal principe. Successivamente, il 9 luglio 1716, d'Elboeuf vendette al duca Don Giacinto Falletti, per mano del notaio Nicola Antonio Cepollaro di Napoli. Nell'atto si fa menzione di un casino che fu edificato dal principe d'Elboeuf unitamente con una porzione di stradone e col giardino murato confinante a levante con *"li beni di Angelo Ascione e con il giardino del Convento dei PP. Scalzitti, da ponente con li beni del Monastero della Sanità di Napoli, e colli beni*

delli signori Riizzo avanti l'epitaffio che al Granatello, e da mezzogiorno confina con il mare". Il duca pagò al principe 11.000 ducati.



Veduta della Villa degli anni 30.

A questo atto è allegata una perizia degli ingegneri de Lellis e Vetromile: nell'apprezzo da essi fatto vi erano comprese *"statue e busti di marmo nel numero di 177 che si ritrovano riposti dentro un basso di detto Casino"*. Nella stessa perizia si legge: *"La facciata nobile di detto Casino stà a vista del mare, ornata di stucco e scompartita da Pilastrì e contropilastrì con capitelli arcotrave, Freggio e Cornicione, con altro ordine al di sopra per la facciata del Piano Nobile con colonne ad uso di cartocciati e scannellati e tra un vivo e l'altro vi sono le cimase delle finestre similmente architettati con loro finimi e cartelloni nel mezzo per ornanti come arco di sopra vi sono 9 statue sopra 6... di fabbrica tra basi di pietra di Nocera contornati di buon gusto e nel mezzo vi è Frontespizio Iscrizione di marmo dell'utile padrone"*.

Il duca di Cannalonga morì nel 1722 lasciando due figlie; la primogenita, Giuseppa, ricevette in eredità una porzione doppia a condizione che sposasse un

cavaliere della nobile casa Falletti; la seconda, Anna, sposò Vincenzo D'Anna Duca di Castelgrandine.

Da queste due sorelle Carlo di Borbone comprò la Villa nel 1742 per 5.250 ducati con atto del notaio Ranucci del 29 settembre, atto conservato nell'archivio di Stato napoletano. Assieme alla Villa comprò le statue, i busti e i marmi antichi rinvenuti ad Ercolano. Oltre alla Villa furono comprati i terreni interposti tra questa e il bosco di Mascabruno e fu costruito il ponte che ancora si vede sulla strada dell'epitaffio per congiungere le due parti e dare al palazzo reale un'uscita propria al mare nelle acque del Granatello, in cui fu naturalmente riservata la pesca come si può leggere in "Ville Vesuviane del Settecento" di Robero Pane.

Il *De Dominici*, parlando dell'opera del Sanfelice scrive: *“Ma il più cospicuo è quello del Principe d'Elboeuf sopra il lido del mare con una gran piazza avanti, e due scalinate, che da sopra il primo appartamento si cala al mare, dove si dovrà fare una gran peschiera, che restò imperfetta per esserne andato fuori il detto Principe, oggi detto palazzo si possiede da S.M. e si spera voglia terminarsi nella forma disegnata da esso Sanfelice”*.

Con la caduta del Regno borbonico l'intero complesso fu alienato, come tutti gli altri beni dei Borboni, dal Regno d'Italia e fu acquistato dalla famiglia Bruno.

A tale famiglia è appartenuta la proprietà fino al 1951, quando, con atto per notaio Giuseppe Grispi di Roma del 30 novembre (ivi registrato atti pubblici 7/12/1951 al n. 7759), il complesso fu donato a scopo di beneficenza dall'avvocato Luigi Bruno al Santuario della Beata Vergine del Rosario di Pompei.

La storia attuale

Nel 1971 viene fondato l'Ente Ville Vesuviane allo scopo “di provvedere alla conservazione, al restauro e alla valorizzazione del patrimonio artistico” del tratto di costa che va dalla periferia orientale di Napoli a Torre del Greco.

Il 31 luglio del 1978, per atto del notaio Pietro Bianchi in Pompei, fu acquistato dal Santuario della Beata Vergine del Rosario di Pompei dalla immobiliare GE. CA. S.r.l., proprietaria proprietaria fino all'aprile del 2013, anni in cui la villa è

stata frazionata in diversi appartamenti, concessi in fitto, poi riacquistata da un unico proprietario.

Agli inizi di Ottobre 2013, a causa di alcuni vincoli legali e al dietrofront della Cassa Deposito e Prestiti, fallisce il tentativo di acquisizione da parte del Comune di Portici, intenzionato ad applicare il suo diritto di prelazione a discapito della InvEst srl: cordata di imprenditori che è divenuta proprietaria del bene acquistandolo all'asta per 4mln di euro il 19 Marzo 2013, con intento di curarne il restauro sotto la sorveglianza della Soprintendenza.



La Scala Sanfeliciano.



Villa D'Elboeuf, prima del crollo si parte del muro posteriore.



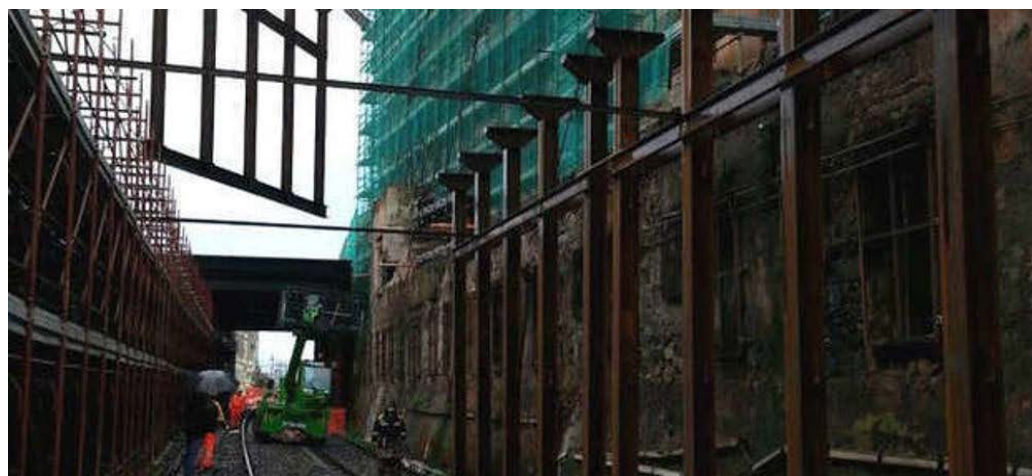
Villa D'Elboeuf, cancello d'accesso.

I lavori non iniziarono mai e il 5 Febbraio 2014, approssimativamente alle ore 17:00, la parete dell'edificio laterale di Villa D'Elboeuf, a seguito della pioggia battente, si è in parte riversata sui binari della ferrovia Napoli-Portici, interrompendo il traffico ferroviario sulla tratta Napoli - Torre Annunziata.



Il crollo del 5 Febbraio 2014.

Rete Ferroviaria Italiana ad inizio agosto comunicava di aver avviato, il 6 agosto 2014, i lavori di realizzazione di un tunnel artificiale con lo scopo di mettere i treni al riparo da eventuali ulteriori crolli. Il progetto, approvato dal Comune e dalla Sovrintendenza, consisteva nella costruzione di un tunnel metallico temporaneo lungo il tratto adiacente all'edificio fatiscente con durata circa 3 mesi, comprendenti anche le opere conseguenziali per la messa in esercizio della linea più antica d'Italia.



I lavori per la realizzazione del tunnel ferroviario.

Rfi, dopo aver provveduto a spostare tutte le linee elettriche aeree, si apprestava ad iniziare i lavori. Il via libera definitivo per il progetto arrivava dopo la decisione del Tar della Campania, relativa all'udienza del 25 settembre 2014, di rigettare un'istanza cautelare presentata dalla Invest srl, la quale si opponeva agli interventi preliminari avviati da Rfi per la riattivazione della tratta.

In un comunicato stampa è scritto che *"la riapertura in sicurezza della linea ferroviaria potrà avvenire con la fine dell'autunno 2015"*.

Immediatamente dopo il crollo del 5 febbraio 2013, infatti, il Comune di Portici emise un'ordinanza indirizzata alla Invest srl, proprietaria dell'edificio, per gli interventi di messa in sicurezza. La società, tuttavia, rispose con un ricorso al TAR all'Ordinanza Sindacale sostenendo che in data del crollo essa non fosse nel possesso effettivo della struttura in quanto, pur essendone proprietaria, il giudice fallimentare non aveva di fatto consegnato l'edificio alla società.

Al termine delle perizie per il procedimento in corso al Tar della Campania, a fine giugno 2014 si è svolta, al Comune di Portici, una Conferenza dei servizi per l'autorizzazione di Comune, Rfi e Soprintendenza agli interventi di messa in sicurezza a cura di Invest srl.

In questo frangente la società di Nola chiese a Rete Ferroviaria Italiana la possibilità di installare un ponteggio sulla sede ferroviaria. Rfi accettò le richieste a patto di una fideiussione di 1 milione di euro (a garanzia di danni eventuali, per le spese dello spostamento delle linee aeree e per la realizzazione di un transito alternato dei treni). La Invest fece presente a Rfi che, realizzando il ponteggio, essa avrebbe potuto evitare di realizzare il tunnel e avrebbe sostenuto spese minori. Le due parti, di conseguenza, furono d'accordo ad una riduzione netta delle cifre sulla fideiussione (300/400 mila euro).

Dopo tale disponibilità di Rfi la Invest srl non ha mostrato più alcun cenno di interesse.

Inoltre, circa nell'Agosto 2014, la Invest aveva anche protocollato al Comune un progetto di risanamento e messa in sicurezza della struttura comunicando di iniziare gli interventi di pulizia degli ambienti crollati interni ed esterni. Tuttavia, a seguito di ciò, la Sovrintendenza ha comunicato agli uffici comunali che la Invest srl avrebbe dovuto provvedere, prima della pulizia, a produrre una documentazione fotografica delle zone di intervento ed un rilievo puntuale della struttura al fine di poter controllare e verificare se nel corso della pulizia fossero andati distrutte opere o stucchi di interesse storico. Il comune ha, quindi,

notificato alla Invest la sospensione dei lavori in attesa della produzione degli elaborati richiesti dalla Sovrintendenza.

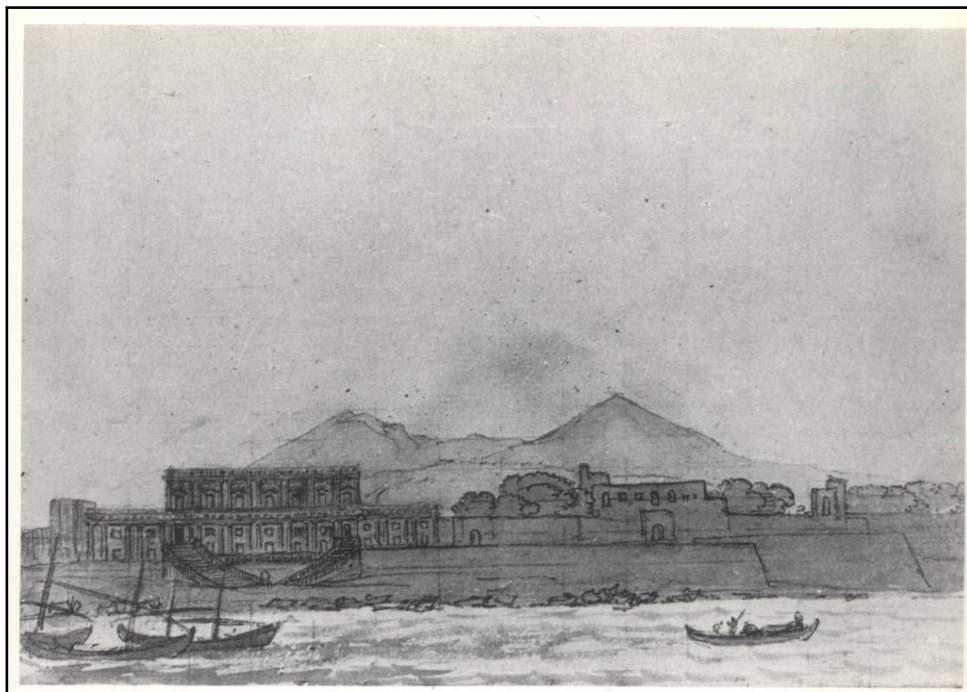
Il 12 aprile 2015, dopo un anno di attesa, i treni regionali sono tornati a percorrere la Ferrovia Napoli-Salerno grazie alla costruzione di una galleria artificiale, la rimozione dei ponteggi abusivi e la messa in sicurezza del palazzo settecentesco.

La villa nella cartografia storica.

Nella Mappa del Duca di Noja (1775), in cui è visibile il territorio vesuviano ed il fenomeno della proliferazione delle ville in seguito alla costruzione del Palazzo di Portici a quarant'anni dall'inizio della sua costruzione, il dettaglio, relativo al nuovo porto fondato nel 1775 da Ferdinando IV con i "Vivai Regi", riporta Villa d'Elboeuf inclusa nelle "Regie Delizie". Essa si presenta con la forma, molto allungata e sfalsata a baionetta, di due rettangoli, con quello sinistro di spessore minore rispetto a quello destro, una scala semicircolare sul fronte ed un piazzale antistante con una rampa di accesso alla spiaggia.

Alle spalle del corpo principale è visibile il giardino. Al di sotto del piazzale superiore, di forma rettangolare, sono riportate le cosiddette peschiere, circondate da uno spazio modellato e dotate di una scala di collegamento con il mare. Nel dettaglio è visibile, altresì, la Chiesa di S. Pasquale e la disposizione della spiaggia che raggiungeva e lambiva il piazzale antistante la Chiesa stessa, molto al di qua dell'attuale linea ferroviaria, quasi in corrispondenza di Cupa Granatello. Nel giardino retrostante il corpo principale di Villa d'Elboeuf risulta visibile un percorso pedonale ad esso tangente. Il prospetto della Villa con una scalinata circolare antistante si può leggere in un disegno a matita di John Robert Cozens del 1782, pubblicato da C. De Seta nel 1980 in "Ville Vesuviane". Va notato che vi è assoluta equivalenza nelle altezze e nelle dimensioni fra le

paraste che comprendono il piano terra ed il primo piano ammezzato e quelle che includono il secondo piano.



Disegno a matita di J. R. Cozens - 1782.

Nel disegno oltre allo spartito, alle sette campate e alle due ali laterali con relative terrazze, sono in evidenza, sulla sinistra, un corpo più alto, corrispondente all'accesso posteriore dal giardino, e la scala circolare a due rampanti, con nella parte bassa un'apertura nella parete curva. Villa d'Elboeuf presenta la stessa forma che compare nella Mappa del Duca di Noja in una topografia del 1794 relativa al progetto dei moli del Porto del Granatello redatto dall'Ing. Bompiede. Anche qui vengono indicate le "Regie Peschiere" e il "palazzo che fu d'Elboeuf" ed il giardino alle spalle della Villa viene attribuito al convento di S. Pasquale e distinto dalle "Reali Delizie".

La forma di Villa d'Elboeuf appare modificata, invece, nella "Pianta del Real Bosco di Portici detto di Mascabruno", redatta nel 1802 da Luigi Marchese e pubblicata nel 1804. Il salto in corrispondenza della baionetta, visibile nella Mappa del Duca di Noja, è scomparso e il corpo principale assume una forma trapezoidale,

aggiunta corrispondente ad un volume di servizio a piano terra esistente ancora oggi. Alla destra di quest'ultimo è riportato un nuovo corpo rettangolare (per la consistenza cfr. Rebell). Alle spalle del corpo principale viene indicato un "Sito appartenente ai P.P. Alcanterini". La scala antistante presenta la stessa forma di quella che appare nella Mappa del Duca di Noja con due rampe e pianerottoli di smonto uguali (sia quello al piano terra che quello relativo al piazzale inferiore delimitato da una linea chiusa con un'unica apertura verso la spiaggia). Mancano in questa rappresentazione la sistemazione intorno ai "Regi Vivai", mentre è presente lo stradone verso piazza S. Pasquale e il terrapieno che delimita lo spazio esterno della Villa risulta definito sui due lati corti da una forma smussata.



Joseph Rebell – “Il porto del Granatello a Portici” - 1823.

Nell'olio su tela di Joseph Rebell "Il porto del Granatello a Portici" del 1823 la Villa appare nelle stesse proporzioni e forme presenti nel disegno a matita di Cozens ma con maggiori dettagli; in più sono visibili i Bagni della Regina, piccola costruzione priva di portico, che presenta due colonne in facciata attraverso cui si entra direttamente nell'unico ambiente interno. La costruzione è diversa dal "Progetto per bagni di mare della Regina nel molo di Portici" disegno che si

riferisce, probabilmente, ad un progetto iniziale, tipologicamente simile a quello realizzato. Per quanto riguarda la scala, sono visibili le due rampe e nella parte inferiore del muro curvo è distinguibile un'apertura. Inoltre, a destra e a sinistra dei Bagni della Regina, sono presenti due muri. Non è chiaro il raccordo fra i Bagni della Regina e la rampa inferiore della scala sanfelicianiana. Per quanto riguarda il prospetto, c'è da segnalare che il secondo piano è della stessa altezza del primo piano ammezzato e del piano terra. Infine, nella parte estrema del lotto sono altresì visibili, due pilastri che dovevano essere quelli di accesso allo stradone.



Pasquale Mattei, “Sbarco di Pio IX al Granatello di Portici” - 1849.

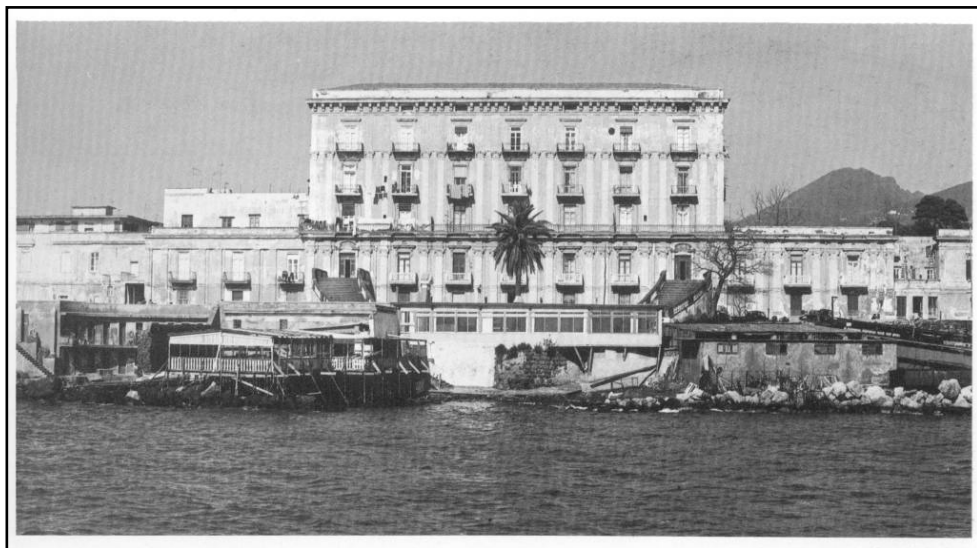
Nell'olio su tela di Pasquale Mattei, "Sbarco di Pio IX al Granatello di Portici - 11 settembre del 1849", già citato in precedenza e del quale si riporta un ingrandimento, Villa d'Elboeuf appare con una soprelevazione realizzata sul secondo piano. Anche qui risultano visibili la parte inferiore al piazzale del piano terra e i muri relativi ai Bagni della Regina e alle "Reali Peschiere". Non risulta chiara, invece, la sistemazione della ferrovia che pure era stata realizzata nel 1839.



Anonimo – “Arrivo di Pio IX al porto del Granatello”.

Nel dipinto (anonimo) del XIX secolo dove pure è rappresentato l’arrivo di Pio IX al Porto del Granatello, Villa d’Elboeuf appare con una sopraelevazione realizzata sul secondo piano, ma presenta ben dodici campate fra le due rampe delle scale sanfeliciane. Inoltre, è evidente una dilatazione delle due rampe fino alle ali del corpo basso della villa, che non corrisponde alla realtà. In asse con il centro della Villa è rappresentato, a livello della spiaggia, un fabbricato che ricorda la cabina del Bagno della Regina, che, in realtà, è spostata sulla sinistra e isolata fra due muri, come appare già nel Rebell del 1823.

In una fotografia del "Porto del Granatello" del 1930, la trasformazione del prospetto di Villa d’Elboeuf risulta compiuta rispetto alla rappresentazione del Mattei. Nel volume del secondo piano sono stati realizzati due piani ed all’interno delle paraste, così come nella sopraelevazione superiore, sono stati inseriti in corrispondenza delle aperture dei balconi con fregi e cornici. La copertura è a terrazzo ed il prospetto è completato da un "forte" cornicione di coronamento. Si può, inoltre, rilevare la situazione relativa ai Bagni della Regina e alle pertinenze della Villa sul mare.



Prospetto della Villa, 1930.

Si notano, con evidenza, quegli elementi rappresentati nei quadri del Rebell e del Mattei come i due muri fra cui è compresa la facciatina della cabina della Regina, la terrazza ad essa antistante, il piazzale inferiore di Villa d'Elboeuf e la scala per accedere alla spiaggia, tutti elementi nascosti dall'insediamento del ristorante (anni '30), che ingombra, con i suoi volumi, la terrazza antistante alla cabina della Regina e il piazzale inferiore di Villa d'Elboeuf, dal quale si accede all'ingresso dei Bagni della Regina, oggi chiuso.

Stato attuale dei luoghi

Il complesso immobiliare è completamente delimitato da confini certi ed evidenti. Dal lato del Vesuvio, un muro continuo di ml 200, con un profilo a scarpa, definisce il confine con la ferrovia. Verso Torre del Greco, detto muro, in corrispondenza del passaggio a livello, piega verso il mare e definisce l'accesso alla Villa attraverso un cancello (di ml 8) di fronte al quale si apre lo stradone che porta a piazza S. Pasquale. Questo confine è invariato, perlomeno dal 1839, anno dell'inaugurazione della tratta ferroviaria Napoli - Portici. Fino a quella data e

certamente dal 1775, anno della pubblicazione della Mappa del Duca di Noja, anche i confini verso il mare risultano delimitati da due piazzali rettangolari disposti a circa m 8 slm e da uno circolare definito da uno scalone monumentale, che lo collega con una coppia di doppie rampe sia al primo piano ammezzato del corpo di fabbrica principale sia al piazzale inferiore a quota 3,80. A questa quota, già dall'inizio, era articolata una sistemazione che ha subito diverse variazioni nel tempo.

La modifica più significativa è stata quella dovuta alla realizzazione dei Bagni della Regina, nei primi anni dell'800. La copertura del volume di forma semicircolare, costruito a livello del mare, ha esteso la dimensione del piazzale superiore verso Napoli. Il lato verso Torre del Greco, invece, ha sempre presentato sia il piazzale inferiore, antistante a quota di smonto delle rampe inferiori della scala sanfelicianiana, sia quello antistante a quota del piano terra della Villa, delimitato da un muro di contenimento al di sotto del quale erano localizzate le "Regie Peschiere" visibili dal 1775 in poi e di cui già si hanno notizie nell'acquisto della Villa effettuato da Carlo di Borbone.

Villa d'Elboeuf, dunque, già da quando diviene parte integrante dei "Siti Reali" si presenta con una sua individualità molto netta e precisa verso il mare. Al contrario accade verso il Vesuvio, dove i giardini delle "Reali Delizie", come si osserva nella pianta di Luigi Marchese, venivano interrotti dalla proprietà dei Frati Alcanterini, che confina sia con Villa d'Elboeuf, sia con il convento e la chiesa di S. Pasquale. Quando fu realizzata la ferrovia, il giardino posteriore era collegato alla Villa attraverso un ponte, di cui non si rinvergono tracce.

Per quanto riguarda i volumi, va osservato che l'attuale articolazione e configurazione risultano da un processo di stratificazione che, anche se ha modificato nel tempo l'immagine originaria, non ha di molto alterato l'impianto volumetrico originario e la sua consistenza. Si ricorda come il corpo lungo a baionetta visibile nella Mappa del Duca di Noja del 1775 risulti ancora identico in una topografia del 1794; inoltre, il prospetto della Villa che si legge nel disegno del

Cozens del 1782 ci consente di stimare l'altezza della fabbrica a quel tempo in circa m 15 cui corrispondono un piano terra e un primo piano ammezzato nonché, nella parte centrale, un secondo piano aperto su due terrazzi laterali.

Il disegno mostra un corpo di fabbrica di 13 campate, comprendente un piano terra e un primo piano ammezzato e un corpo di fabbrica nella parte centrale di 7 campate comprendente un secondo piano con ordine eguale a quello dei piani inferiori al di sopra del quale si nota un parapetto.

Del 1802 è la modificazione planimetrica del corpo rettangolare allungato per un accrescimento posteriore che ne modifica la forma e l'apparizione di un nuovo corpo sulla sinistra. La restituzione prospettica di questo impianto si desume dal quadro del Rebell, già citato, del 1823 nel quale quest'ultimo risulta visibile nelle sue dimensioni ed appaiono i Bagni della Regina nella parte sottostante il piazzale. Le dimensioni desumibili dal disegno del Cozens del 1782 risultano confermate, in quanto:

- è visibile l'eguale altezza dei due ordini, corrispondenti al piano terra con il piano primo ammezzato ed al secondo piano (elemento questo che rimarrà invariato nelle successive trasformazioni della facciata);
- il prospetto a mare della Villa mantiene ancora le caratteristiche del 1782;
- Inoltre, l'altra restituzione prospettica della Villa, presente nello sbarco di Pio IX al Granatello di Pasquale Mattei, mostra, in aggiunta, la sopraelevazione del corpo centrale (supplemento di un nuovo corpo al secondo piano, che mantiene ancora lo stesso volume) e mette in evidenza i muri che delimitano i Bagni della Regina.

Quindi, il prospetto dal lato del mare, fino al 1850 circa, per quanto riguarda il doppio ordine si mantiene invariato così come si mantengono inalterati i rapporti volumetrici tra scala ellittica, piazzale, piano terra, piano primo ammezzato e piano secondo.

I piani sono ancora tre: piano terra, piano primo ammezzato e piano secondo, ma appare una sopraelevazione con delle aperture di forma ovoidale nel fronte. Infine, è del 1885 la compattazione tra Villa d'Elboeuf ed il volume a destra, visibile sia nel Rebell che nel Mattei.

In questa data le rampe inferiori della scala Sanfelicianiana risultano eliminate mentre i Bagni della Regina con le relative pertinenze, la terrazza, i muri, il piazzale inferiore, nonché il corpo semicircolare, risultano con assoluta definizione.

E' solo in una foto del 1905 che si possono vedere le trasformazioni della seconda metà dell'800; la creazione dei piani secondo e terzo nel volume dell'originario secondo piano, di cui restano, nel prospetto principale, le paraste, i capitelli e la cornice superiore.

Il terzo piano corrisponde alla sopraelevazione già esistente nel 1849. Dentro le campate dell'originario secondo piano, scandite dalle paraste giganti e sulla facciata della sopraelevazione sono stati collocati i balconi con diverso disegno e, quindi, la Villa è diventata un palazzo. Queste si sono mantenute invariate fino a quando si è aggiunto il tetto di copertura per tutti gli anni '20 ed il ristorante nei primi anni '30. In una foto degli anni '30 e, prima che fosse insediato il ristorante, si legge con chiarezza la situazione preesistente: l'articolazione del basamento, la delimitazione dei Bagni della Regina dal lato del vialone con l'ingresso sormontato da un'edicola, la scala che da quota 3,30 porta alla spiaggia, nonché la voluta del muro ed il suo arrotondamento di testa. È visibile, altresì, il muro di confine che delimita il vialone di accesso al mare.

Nonostante la Villa conservi ancora parte del suo aspetto, lo stesso non può dirsi dell'ambiente che la circonda; esso, infatti, è stato soggetto nel tempo a

profonde trasformazioni: la ferrovia Napoli - Portici ha privato la Villa dei suoi giardini, isolandola da quel rapporto di connessione con il parco della Reggia; l'unico elemento ambientale ancora vivo è il mare e precisamente l'antico porto del Granatello, dove Ferdinando IV fece costruire i "Bagni della Regina", un piccolo edificio neoclassico di forma semicircolare, che fu direttamente annesso all'antica residenza del Principe D'Elboeuf.

Oggi, sulla spiaggia davanti alle terrazze, vediamo un cantiere di barche; dell'antico splendore non rimangono che due scalinate ellittiche, fastoso collegamento del palazzo con l'ambiente paesistico e la spiaggia.

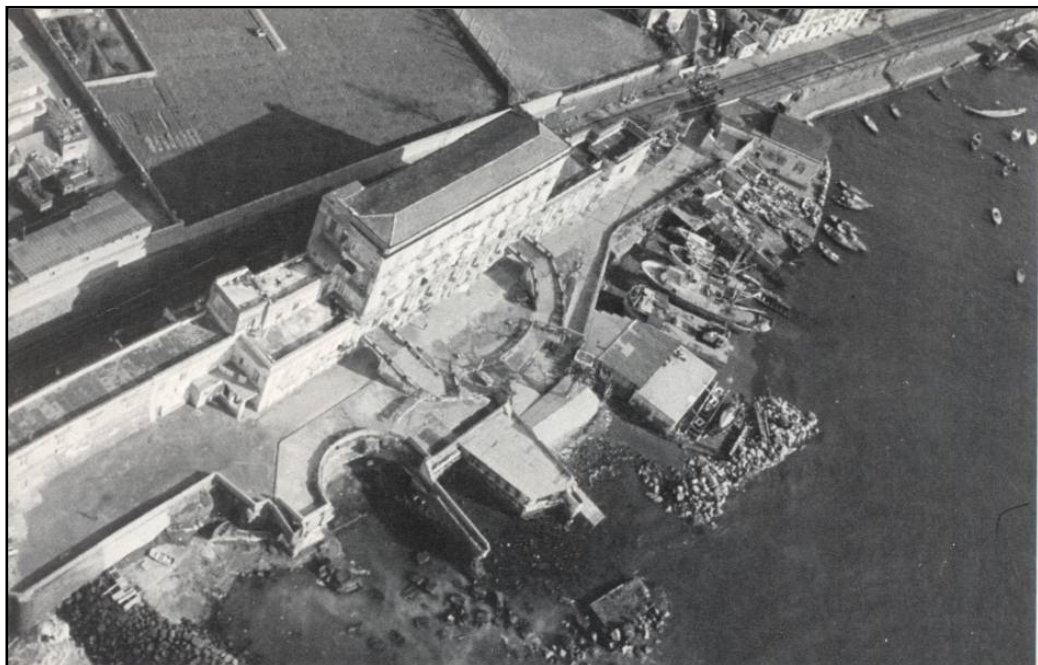
Dal viale d'ingresso si delinea subito il braccio destro della scalinata, aperto a cavalcavia, nella sua estremità, da un arco a sesto ribassato che inquadra prospetticamente l'altra rampa. Tra di esse vi è uno spazio chiuso da una balaustra di marmo e piperno; qui alcuni contorti pini marittimi, danno una piacevole ombra e inquadrano lo splendido paesaggio del golfo di Napoli, ricreando, almeno per un istante, la primitiva e felice immagine ambientale.

In realtà, attualmente, l'edificio risulta devastato, l'antico impianto appare alterato dalla sopraelevazione di due piani; i soli particolari che, oltre la scala descritta, richiamano la forma settecentesca, sono i due simmetrici portali sanfeliciani in marmo e piperno sui quali due lapidi ricordano il tempo in cui la villa appartenne ai Falletti.

Ad un livello più basso, sul mare, si vedono i resti dei Bagni della Regina: una costruzione d'impronta neoclassica fatta eseguire da Ferdinando IV, a ferro di cavallo e a due piani, con le cabine disposte radialmente e disimpegnate da una balconata continua lungo la facciatina la cui forma semicircolare accoglie un porticciolo per le barche.

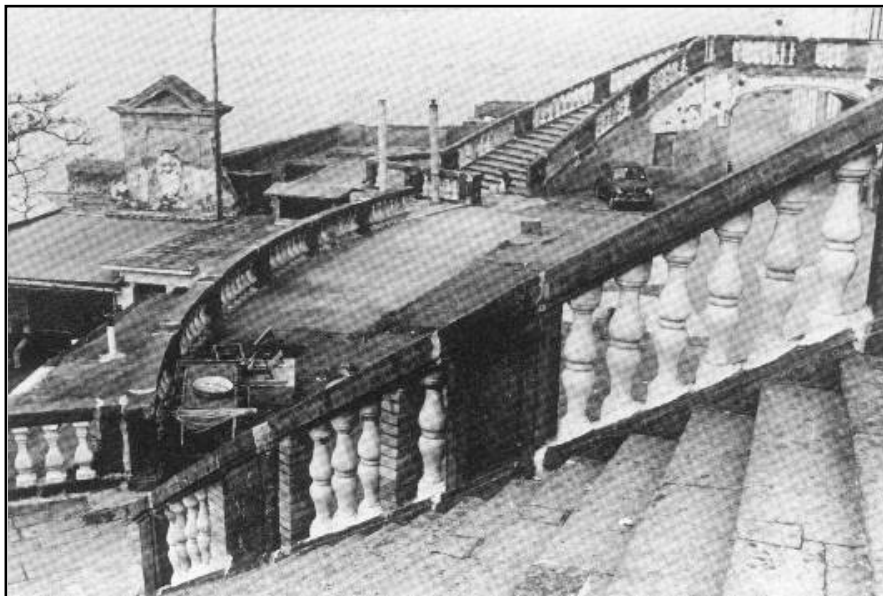
Villa D'Elboeuf, nell'attuale configurazione, ad eccezione di piccoli interventi aggiuntivi (come verande, inferriate, ecc..) e della copertura a tetto realizzata negli anni '20 del '900, rispecchia l'impianto planovolumetrico che si è andato

definendo dalla seconda metà dell'800 fino ai primi del '900, periodo al quale dovrebbe risalire l'attuale articolazione dell'intero complesso.



Veduta dall'alto del complesso.

Nell'attuale forma planimetrica, la costruzione riproduce esattamente la forma visibile nella topografia del 1885 nella quale si è realizzata la completa unione fra la "Casa dei pescatori" (il corpo a sinistra del settecento), il piano terra e il primo piano ammezzato di Villa D'Elboeuf e il volume a due piani sulla destra: un'unica fabbrica molto articolata dal punto di vista volumetrico con un corpo sulla sinistra - lungo ml 66, profondo ml 12 ed alto ml 10 - dimensioni rimaste invariate dal 1775 (Mappa del Duca di Noja, anche se di esso non disponiamo di alcuna rappresentazione volumetrica). Un blocco successivo - lungo ml 87, profondo ml 14 ed alto ml 15 - corrisponde alle parti originarie della Villa, piano terra, piano primo ammezzato e piano secondo con la scala Sanfelicianiana.



Scala Sanfeliciano: anni 60 ed oggi.

La parte centrale di questo blocco è quella che ha subito le trasformazioni più significative, cioè il raddoppio della superficie nel volume del secondo piano, la sopraelevazione e l'inserimento in facciata di balconi in armonia con gli ordini inferiori del piano terra e del primo piano ammezzato.

Al piano terra e al piano nobile le originarie strutture sono ancora visibili in quanto non hanno subito alterazioni sostanziali dalle modifiche realizzate, soprattutto, con carattere prevalentemente distributivo: perlopiù si tratta di tramezzature che hanno permesso l'articolazione dell'appartamento monumentale in numerose unità immobiliari.



Veduta di Villa D'Elboeuf dal molo del porto del Granatello.

Questa trasformazione ha ridimensionato la funzione rappresentativa della scala del Sanfelice, le cui rampe ed i cui portali di marmo conducono in due atri angusti da cui si accede alle scale multipiano. La struttura della parte centrale del blocco monumentale riprende quella del piano terra e del primo piano ammezzato, tranne che nella zona posteriore ove è più o meno allineata con l'inserimento delle due scale. Le divisioni interne poi sono tutte ricavate nei grandi ambienti che corrispondono alle dimensioni delle campate originarie.

I Bagni della Regina

I Bagni della Regina conservano ancora la forma visibile nella topografia del 1885, nonostante per lunghi anni siano stati utilizzati per scopi completamente diversi dalla loro funzione originaria: il corpo semicircolare è stato in parte utilizzato come deposito per barche, reti, attrezzi e altra attrezzatura legata alla

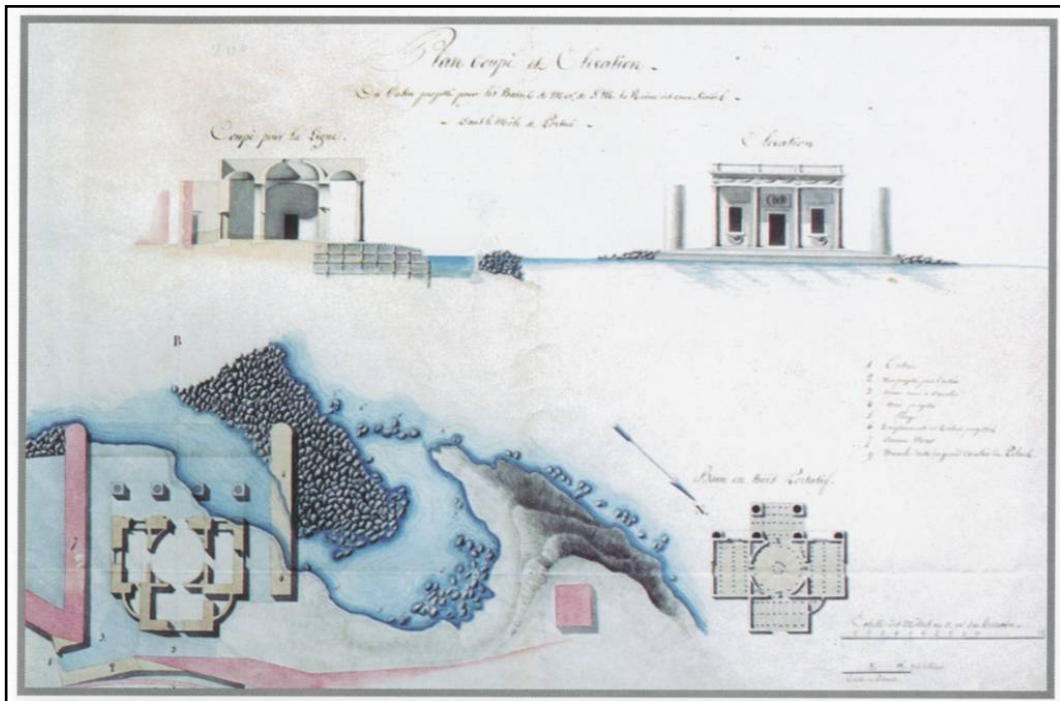
pesca, la cabina della Regina parzialmente murata con le colonne e il fregio è stato utilizzato come deposito collegato alle cucine di pertinenza di un ristorante insediatisi fin dagli anni '30,



Stato attuale dei “Bagni della Regina”.

Il ristorante, con una serie di volumi coperti da lamiere, era collocato sulla terrazza antistante la cabina della Regina, nel volume delle rampe inferiori della scala Sanfelicianiana (al di sotto del piazzale al piano terra) e sul piazzale inferiore di Villa d'Elboeuf. Occupava, inoltre, la parte superiore della cabina della Regina, alcune cabine del corpo semicircolare nonché la zona compresa fra quest'ultimo, la cabina della Regina ed il volume della scala esterna Sanfelicianiana.

La struttura impediva sia l'entrata ai Bagni dal piazzale inferiore esterno di Villa d'Elboeuf, completamente inglobato in un sala, sia l'accesso alla spiaggia sottostante, una volta garantito da una scala in basolato di pietra vesuviana, ancora esistente.



Studio preliminare progetto dei “Bagni della Regina”.

Per un certo periodo, i lavori in corso per la realizzazione di un collettore fognario intercomunale e gli interventi di demolizione di superfetazioni, come il ristorante, limitarono l'accesso all'area al personale dedicato ai lavori in esecuzione.

Da quanto è stato possibile rilevare, le strutture portanti, lesionate in diversi punti, sono in muratura di tufo; gli orizzontamenti e gli aggetti, di interpiano e copertura, sono costituiti da materiali eterogenei: profilati in ferro oppure getto in calcestruzzo, latero-cemento e calcestruzzo armato.

Il degrado è massimo ed è dovuto principalmente all'aggressività marina e agli sconsiderati interventi dell'uomo.

Nel corso degli anni i Bagni della Regina hanno subito notevoli trasformazioni: i testi storici mostrano i cambiamenti della facciata ed un'attenta analisi del

manufatto evidenzia i consolidamenti pregressi, che ora si distaccano evidentemente dall'assetto originario a causa della loro palese eterogeneità. Prima del 1978 il prospetto dei Bagni della Regina mostrava una sporgenza al primo livello, luci quadrate che non consentivano l'affaccio al piano terra ed un rivestimento rustico, privo di tinteggiature.

Le luci al piano terra, fanno presumere che, internamente, non vi fossero i tramezzi in laterizio divisori delle cabine, ma che quattro di queste costituissero un unico ambiente.

I tramezzi in laterizio, infatti, sia per il materiale utilizzato, sia per le giaciture con gli elementi limitrofi, che per i rilievi metrici effettuati, risultano un'aggiunta per far fronte alle diverse esigenze venutesi a creare. Analizzando il progetto proposto nel 1978 dall'Arch. Stella Casiello, si nota che le luci sono state sostituite da aperture simili a quelle già esistenti; la sporgenza superiore esisteva ancora.

La balconata al primo livello e l'aggetto del cornicione superiore erano realizzati con putrelle in ferro e voltine in tufo, mentre allo stato attuale entrambi risultano essere in calcestruzzo armato, trasformazione probabilmente avvenuta durante il restauro degli anni '80, come riportato da Vittorio Glejeses, in "Ville e Palazzi vesuviani", (SEN, Napoli, 1980, pag 98).

4.2 INDAGINE URBANISTICA

Attraverso l'indagine urbanistica è possibile identificare gli strumenti urbanistici vigenti al fine di conoscere quali interventi sono ammessi nell'ottica del progetto di recupero.

Il comune di Portici dispone di un Piano Urbanistico Comunale (PUC) e rientra negli orientamenti strategici dei piani tracciati per l'area vesuviana, come il Piano Paesistico dei Comuni Vesuviani (PTP), il Piano Territoriale Regionale (PTR), il Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (PTCP) di Napoli e il Piano Strategico Operativo per la mitigazione del rischio vulcanico nella zona rossa vesuviana (PSO).

Secondo il PTR, Portici va considerato come comune di riferimento per il rilancio dell'area vesuviana costiera, da un punto di vista storico, geografico, ambientale ed economico, mentre il PTCP invita a valorizzare le attività legate alla formazione universitaria, alla ricerca, alla portualità e al turismo naturalistico e culturale, a partire dalla creazione e promozione di servizi urbani di livello superiore.

4.2.1 Piano paesistico dei Comuni vesuviani – 1995

Il Piano paesistico dei comuni Vesuviani, come definito dall'art. 19, fa rientrare i Bagni della Regina nell'ambito relativo alle *Aree Portuali* (AP).

L'articolo, come di seguito strutturato, da indicazioni circa le norme concernenti la tutela ed il recupero delle suddette aree ed i limiti di intervento.

1. Descrizione dei confini

[...]

2. Norme di tutela

La zona in oggetto è sottoposta alle norme di tutela per il recupero e l'adeguamento delle aree portuali, dettate da apposito strumento di pianificazione ed attuazione della pianificazione ordinaria che disciplinerà, secondo le potenzialità e le vocazioni specifiche delle singole aree e, nel rispetto dei criteri di cui al successivo punto 3, le trasformazioni territoriali della zona (A.P.).

Tale piano deve essere sottoposto al vincolante parere della Soprintendenza BB.AA.AA e della Soprintendenza Archeologica, competenti per territorio.

L'obbligatorio strumento di pianificazione ed attuazione della pianificazione delle aree portuali dovrà valutare la compatibilità delle attività svolte e dei manufatti esistenti (cantieri navali, industrie, costiere, aree di stoccaggio, movimentazione e deposito, e esercizi commerciali, di ristorazione e ricettivi, circoli nautici, etc.) con le caratteristiche precipue dei siti (ambientali, paesistiche, storiche, archeologiche) e con la natura e vocazione delle singole parti (commerciali, industriali, pescherecci, turistici, etc.).

3. Divieti e limitazioni

[...]

E' vietata la realizzazione di scogliere emergenti.

[...]

E' vietato qualsiasi intervento edificatorio a destinazione residenziale nonché l'incremento dei volumi residenziali esistenti.

Il Piano per le Aree Portuali dovrà specificatamente prevedere la salvaguardia di:

- edifici di valore storico artistico e paesistico ed ambientale;
- manufatti assimilabili, per caratteri e tipologia architettonica, alle testimonianze di archeologia industriale;
- sistemi viari di valore storico ed ambientale quali strade, rampe, gradonate, sottopassi, gradinate, etc.;
- elementi caratteristici e distintivi dei sistemi storico-ambientali sopra indicati quali terrazzamenti e bastionate, banchine portuali e ferroviarie, lastricati, etc.
- E' consentito il recupero delle volumetrie esistenti anche attraverso interventi di ristrutturazione edilizia e urbanistica [...] nel rispetto dei criteri della tutela paesistica.

Eventuali nuove volumetrie per la necessaria dotazione di attrezzature pubbliche e di interesse pubblico, indispensabili e funzionali alla riqualificazione e/o potenziamento delle aree portuali, ciascuna secondo la proprie vocazioni specifiche, dovranno essere localizzate nelle aree rese disponibili per effetto di abbandono e/o dismissione delle attività già praticate.

Nelle more della approvazione dello strumento attuativo della pianificazione delle aree portuali, sono consentiti esclusivamente interventi di restauro, risanamento conservativo e manutenzione ordinaria e straordinaria, ristrutturazione edilizia [...].

4.2.3 Piano Regolatore generale – 1998

Il Piano Regolatore generale fa rientrare il manufatto nell'ambito zona A1 "Edifici di notevole valore storico-ambientale con parchi annessi" ovvero in quell'insieme di complessi di interesse storico, artistico e ambientale tra cui si annoverano la Reggia, le Ville Vesuviane del '700, altre fabbriche monumentali non ancora vincolate e i parchi annessi con le relative pertinenze. Sui complessi di quest'ambito sono ammessi soltanto interventi di restauro e per gli immobili fortemente deturpati da superfetazioni, aggiunte, aggregazioni interstiziali e simili, tali da richiedere notevoli trasformazioni tese al ripristino della struttura tipologica dell'aspetto originario, di risanamento conservativo estesi ai parchi e/o ai giardini funzionali agli edifici. Inoltre, sono consentite destinazioni d'uso legate alle esigenze abitative e sociali della collettività che non comportino alterazioni della storica organizzazione spazio-volumetrica dei monumenti e dei luoghi. Lo strumento d'attuazione consentito è la concessione edilizia.

Per i parchi e i giardini sono ammessi esclusivamente gli interventi volti alla conservazione e al miglioramento del verde, secondo l'applicazione di principi fito-sociologici, che rispettino i processi dinamico-evolutivi della vegetazione tipica della zona, nonché quelli volti alla ricostruzione delle caratteristiche vegetazioni originarie.

E' consentito ricostruire i muri di cinta e le pertinenze nelle forme e nei materiali originari.

CAPITOLO 5. I RILIEVI: Villa d'Elboeuf e i Bagni della Regina

Continuando ad applicare al caso Studio di Villa d'Elboeuf e annessi Bagni della Regina, se con il Cap.4 si è voluto evidenziare quanto sia importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato, in questo Capitolo si vedrà come dalla fase di conoscenza indiretta si debba proseguire lo studio con il rilievo diretto.

Come caso in studio, si è volutamente scelto di fare riferimento ad un edificio dal valore storico ed artistico riconosciuto al fine di fornire al lettore di questo lavoro una conoscenza quanto più trasversale possibile nell'ambito degli interventi sulle murature antiche, in quanto, pur non essendoci una corrispondenza biunivoca, può facilmente capitare nella pratica professionale che il bene su cui si vada ad intervenire abbia acquisito nel tempo valenza di pregio storico.

A questo proposito si tratteranno le fasi di rilievo con riferimento alle pratiche che, pedissequamente, si applicano nel contesto del restauro oltre che di recupero strutturale in sé.

Già la Carta Italiana del Restauro, circolare 117 del 6-4-1972 disponeva che:

"La redazione del progetto di restauro (o recupero) si baserà su un rilievo completo, grafico, e fotografico, da interpretare anche sotto il profilo metrico e comprenderà uno studio accurato per le condizioni di stabilità."

Il rilievo si articola in una serie di fasi conoscitive di cui il sopralluogo rappresenta, senza dubbio, la prima, ovvero il primo contatto col manufatto in esame, in modo da coglierne a pieno lo status materico, fisico e patologico, da leggerne le componenti, le stratificazioni e i segni del tempo che lo hanno reso unico e pertanto irriproducibile.

Il rilievo delle geometrie, la raccolta dei dati storici, la diagnosi preventiva, l'indagine scientifica, l'identificazione fisico-chimica risultano, però, essere operazioni parziali, che divengono utili solo una volta interrelate l'una con l'altra e rese funzionali all'obiettivo che si vuole perseguire: solo confrontando, sovrapponendo e correlando le informazioni acquisite tramite specifiche competenze e professionalità, sarà possibile redigere documenti e relazioni integrali decisivi per predisporre un corretto progetto di recupero e conservazione.

L'ante-progetto o progetto diagnostico andrà predisposto in modo da restituire *un'anamnesi adeguata dell'oggetto indagato*, in modo da diagnosticare con certezza gli eventi patologici, fornendo preziose informazioni atte a guidare e confortare il progetto esecutivo di intervento.

Il rilievo comprende:

- Rilievo geometrico: misurazione dell'edificio in tutte le sue parti;
- Rilievo materico: registrazione fedele dei materiali;
- Descrizione delle stratificazioni successive;
- Analisi dei quadri fessurativi per la definizione delle condizioni statiche dell'edificio;
- Rilievo tecnologico;
- Rilievo fotografico.

Come per le tecniche di indagine, affrontate nel Cap.3, anche per il rilievo ci si può avvalere di strumenti elettronici in grado di restituire l'edificio in maniera precisa e puntuale; è, così, possibile tradurre e sovrapporre la conoscenza della fabbrica al disegno geometrico, dimensionando e quantificando in modo rapido e diretto le operazioni da compiere alle specifiche di intervento.

5.1 IL RILIEVO METRICO

Il rilievo metrico è il primo momento di conoscenza e di indagine e funge da base per i successivi studi relativi ai quadri fessurativi ed al degrado dei materiali. Esso deve essere condotto personalmente dal progettista e mai basato su planimetrie esistenti, eventualmente disponibili, che possono però fungere da supporto ed essere utili nella fase di ricostruzioni delle stratigrafie succedutesi nel tempo. È superfluo aggiungere che il tutto va svolto con la massima cura utilizzando strumenti di precisione.

Durante il rilievo metrico è importante la stesura dello schizzo di rilievo:

- in pianta: deve contenere il maggior numero di informazioni;
- in sezione: da eseguirsi nella stessa scala della pianta;
- prospetti: con indicazioni metriche per definire lo stato dei degradi.

Il rilievo geometrico restituisce i caratteri spaziali, volumetrici e strutturali dell'edificio e consente di definire forma ed organizzazione della pianta e del volume costruito.

Per l'acquisizione delle misure occorre munirsi di adeguata strumentazione. In generale si può considerare come strumentazione standard:

- metro rigido, rotella metrica, metro laser: per la misura di distanze e altezze;
- livella: per la verifica dell'orizzontalità dei piani;
- regolo: per la verifica della complanarità dei piani;
- teodolite: misura elettronica di distanze ed angoli;
- stadia, triplometro, squadra;

Il rilievo metrico diretto è definito tale in quanto le misure vengono prese direttamente sull'oggetto da rilevare e operativamente si possono identificare due fasi distinte:

- 1) Campagna: in cui a seguito del sopralluogo si raccolgono le informazioni elaborandole in un progetto di raccolta;
- 2) Restituzione delle misure, a sua volta suddivisa in due fasi:
 - a) Realizzazione degli eidotipi;
 - b) Rilievo della pianta, degli alzati, inquadramento topografico.

La regola generale da seguire nella fase di campagna è, sempre, di procedere dal generale al particolare. La suddivisione dell'edificio in parti avviene solo dopo aver visionato tutta la documentazione grafica esistente come tavole di progetto, precedenti rilievi, planimetrie catastali ecc.

Tale suddivisione è giustificata, fondamentalmente, a due motivi:

- motivo pratico: gli strumenti di rilievo non consentono di rilevare contemporaneamente l'intero edificio;
- motivo teorico: lavorando sulle singole parti per poi unirle limita la possibilità di commettere errori rilevanti, limitandoli, eventualmente, alle singole parti, evitando di inficiare l'intero rilievo e rendendo più facile il riconoscimento e l'eliminazione degli stessi.

Durante la fase di acquisizione va definita la scala nominale in cui sviluppare il rilievo, in particolare quella dei grafici di rappresentazione che determinerà il rapporto tra le dimensioni degli oggetti nella realtà e quella di rappresentazione.

Essa determinerà sia i contenuti quantitativi che qualitativi dell'elaborato finale.

La fase di restituzione si attua, invece, realizzando gli eidotipi, disegni realizzati a mano libera, su cui appuntare le misure, gli articolari ed i dettagli. Non hanno solo carattere di documentazione provvisoria, ma saranno parte integrante della restituzione cartografica del manufatto. Generalmente si sviluppa attraverso lo schema convenzionale delle proiezioni ortogonali a partire dal tracciamento di una fondamentale orizzontale, una linea ideale che, percorrendo tutto l'edificio, rappresenta il riferimento sul quale prendere tutte le misure.

Per il rilievo della pianta planimetrica, invece, si utilizza, oltre lo schema delle coordinate cartesiane, anche il metodo della trilaterazione. Al solito si rimanda a testi specifici per approfondimenti dettagliati; tuttavia si ritiene opportuno ricordare, brevemente, che esso consiste nel determinare un punto notevole del perimetro planimetrico da rilevare, identificandolo quale vertice di un triangolo ideale avente lato appartenente ad una retta di base con direzione parallela al lato da rilevare.

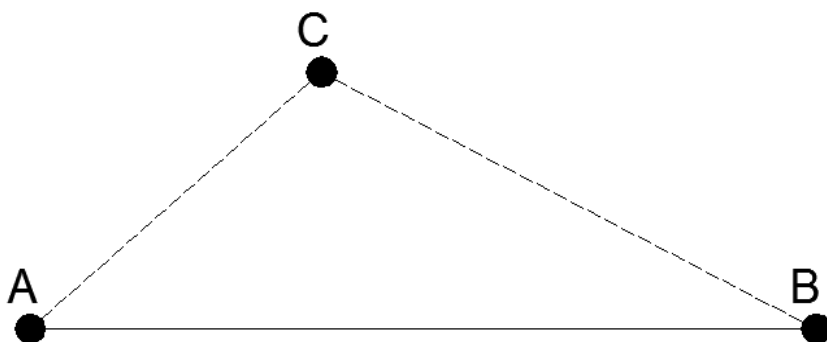


Figura 8

Ad esempio, definiti due punti fissi, riferiti ad un asse d'appoggio quanto più possibile parallelo all'oggetto da misurare e, misurata la distanza relativa tra i due punti fissi (A e B), si procede a misurare, con una rotella metrica, la distanza del punto da rilevare (C) dai punti fissi.

Nella fase di restituzione si riporterà nella scala adeguata il segmento AB e, puntando il compasso in (A) con raggio AC (rilevato), prima, e in (B) con raggio BC (rilevato) poi, si avrà che l'intersezione dei due archi di circonferenza così definiti determineranno proprio la posizione del punto (C) cercato.

Sfruttando la proprietà che il triangolo è univocamente determinato se sono note le misure dei suoi lati, la trilaterazione può essere applicata per rilevare ambienti con forma qualsiasi attraverso una o più trilaterazioni successive:

- Trilaterazioni a catena: ogni triangolo successivo ha un solo lato in comune con il precedente;
- Trilaterazioni a rete: quando i lati comuni tra i triangoli sono più di uno;

- Trilaterazioni ancorate alla base: quando tutti i triangoli hanno una base in comune;

Da evitare sono gli errori più comuni come:

- prendere i punti al di sotto della linea di sezione senza verificare la verticalità dei muri;
- tenere lenta la rotella metrica;
- prendere i punti ad altezze diverse non tenendo la rotella metrica perfettamente orizzontale.

Nella tecnica delle coordinate cartesiane, invece, si fissa una retta detta ascissa, che rappresenta la retta di base di riferimento e che deve essere parallela ad uno dei lati da rilevare; su di essa vengono, poi, proiettati perpendicolarmente tutti i punti da rilevare ottenendo i corrispettivi punti proiettati. La perpendicolarità delle proiezioni può essere assicurata con una squadra da muratore; operativamente si utilizza come base di riferimento un'asta rigida graduata posta a terra, facendo scorrere su di essa la squadra per ottenere i punti da rilevare.

Questa tecnica di rilievo si presta a rilievi non estesi, ma complessi, come possono essere i particolari architettonici.

Una volta definita la tecnica da utilizzare, è importante effettuare l'inquadramento del rilievo determinando accuratamente i capisaldi, ovvero quei punti di riferimento generale che servono a collegare tra loro le parti rilevate singolarmente. Per questa operazione si fa ricorso a metodi e strumentazioni topografiche.

La riduzione al minimo degli errori è garantita prestando attenzione ai seguenti accorgimenti:

- è buona norma fissare delle rette di base o allineamenti a cui riferire le singole misure degli oggetti;
- è necessario realizzare il minor numero possibile di allineamenti utilizzando delle disposizioni tali da creare maglie chiuse;

- è ottimale la disposizione tale da avere allineamenti consecutivi che siano a due a due ortogonali in quanto una delle difficoltà maggiori è tenere tesa la rotella metrica;
- è necessario bloccare ogni allineamento sul precedente e sul successivo.

Con questi accorgimenti è possibile, ad esempio, rilevare due ambienti comunicanti attraverso trilaterazioni appoggiate a punti appartenenti ad una coppia di allineamenti ortogonali.

Un metodo più rapido può risultare unire due stanze rilevate singolarmente dopo avere ricavato lo spessore delle murature in corrispondenza delle aperture. Questa soluzione, tuttavia, si dimostra poco corretta quando le murature, come spesso accade nell'edilizia storica, non hanno spessore costante.

Relativamente al rilievo degli alzati, necessari per la definizione di sezioni e prospetti, si procede riferendo le quote dei singoli punti alla linea fondamentale, misurando le distanze verticali, assicurandole, ad esempio, mediante l'uso del filo a piombo. Quando ci si trova a dover rilevare punti molto distanti o separati da ostacoli, si può ricorrere alla tecnica della coltellazione (o a gradoni) che consiste nel dividere le intere lunghezze orizzontali in più tratti dei quali si registra la differenza di quota. Operativamente, a partire dal punto più alto, si dispone di un triplometro dotato di livella da cui si proietta l'estremo libero verticalmente con il filo a piombo; dal punto così individuato si ripete l'operazione n volte. A termine del processo, la somma delle letture orizzontali fornirà le distanze orizzontali, mentre le letture con il filo a piombo forniranno le altimetriche. Queste tecniche sono indicate sia per il rilievo degli esterni sia per il rilievo dei collegamenti verticali.

Per il rilievo dello spessore dei solai, si può procedere per differenza, sottraendo dalla misura della distanza tra il davanzale della finestra al piano superiore e l'architrave della finestra del piano inferiore le quote delle distanze tra il davanzale del piano superiore fino all'estradosso del solaio e quella tra l'architrave della finestra al piano inferiore e l'intradosso del solaio.

Per il rilievo degli ambienti coperti da volte si può procedere in più modi; uno può essere quello della trilaterazione ancorata alla base.

Molto importante è, poi, il rilievo fotografico degli ambienti, o anche fotogrammetrico mediante fotocamere interfacciate ad un pc strumentato con software in grado di eseguire misure direttamente sulle immagini scattate.

Infine va dato adeguato spazio al rilievo tecnologico, riconoscendo le tecniche con le quali sono stati messi in opera i diversi materiali che compongono l'edificio, specialmente quelli costituenti le parti strutturali.

Nel caso studio proposto, per definire geometricamente l'oggetto d'intervento, si sono utilizzate sia planimetrie e rilievi d'archivio, messe a disposizione dal dipartimento presso cui ho svolto la mia attività di ricerca, sia dettagliati sopralluoghi, misurazioni dirette e rilievi fotografici. Tramite l'utilizzo di un disto per le misurazioni, si è utilizzato quindi il metodo della "trilaterazione"; particolarmente utile per questa tipologia di manufatto in muratura, il procedimento ha consentito di ottenere le corrette indicazioni circa le angolazioni di murature e tramezzi, che non sono mai risultate perpendicolari tra loro e, quindi, le reali forme e geometrie delle aree che compongono l'edificio.

Villa D'Elboeuf

Villa D'Elboeuf dispone attualmente di 5 piani fuori terra, con un'altezza complessiva pari a circa 28,50 m, una lunghezza di circa 173 m, ed una larghezza variabile dai 7 e 5 metri, rispettivamente delle estremità di sinistra e destra, ai 20 metri circa della parte centrale.

Al piano terra si accede tramite più ingressi; un primo ingresso è immediatamente adiacente al cancello che separa la Villa dalla ferrovia; altri due accessi sono collocati al di sotto delle due rampe dello scalone centrale; ulteriori ingressi si inseriscono nell'ala sinistra del manufatto, la quale, per una lunghezza

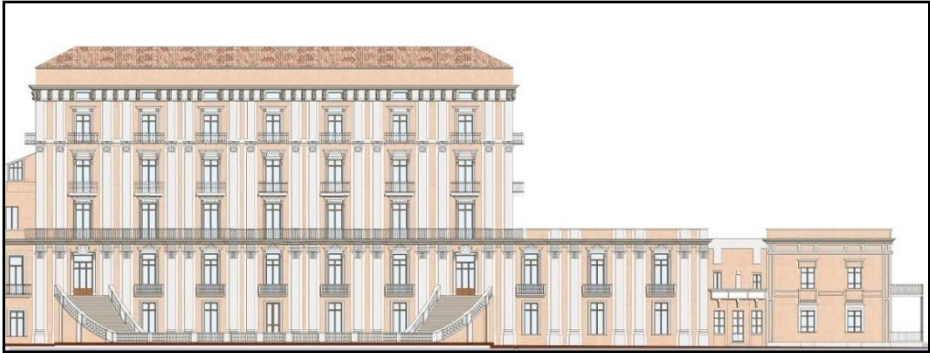
di circa 60 m, vede la parte retrostante addossata al terreno su cui è collocata la ferrovia Napoli – Portici.



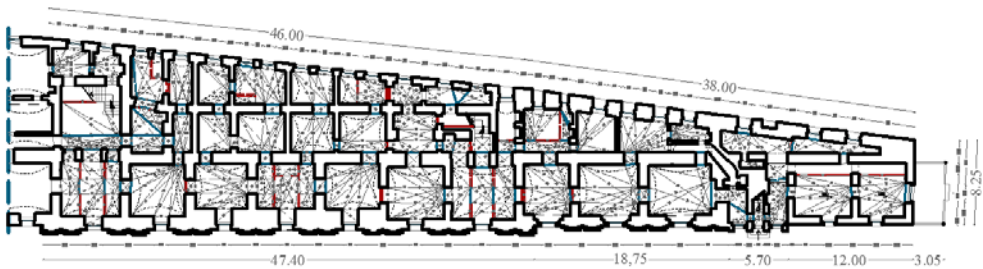
Prospetto principale, corpo centrale.



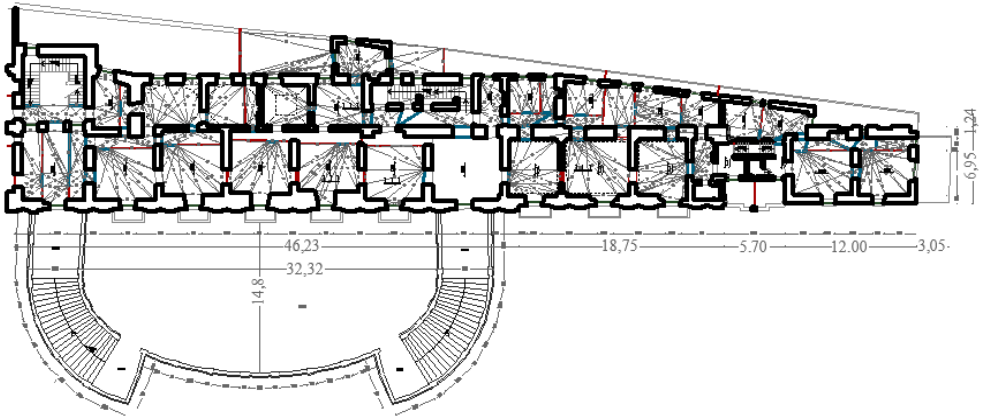
Villa D'Elboeuf e i Bagni della Regina.



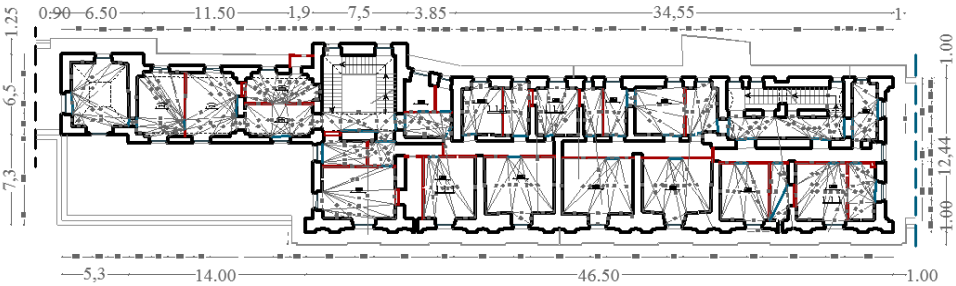
Prospetto principale, corpo centrale e destro.



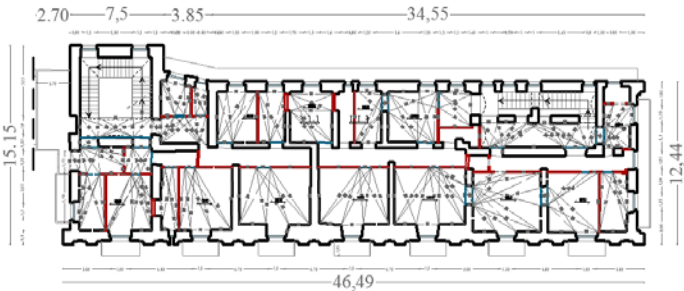
Pianta piano terra, corpo centrale e destro.



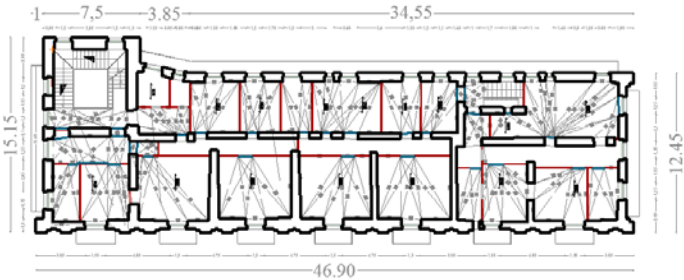
Pianta piano 1, corpo centrale e destro.



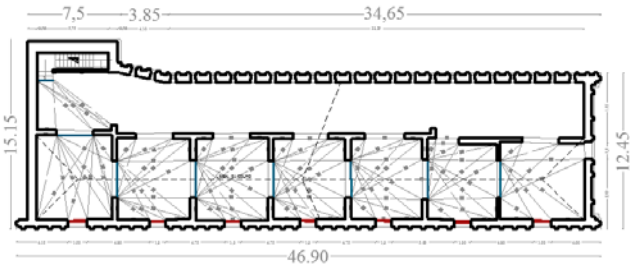
Pianta piano 2, corpo centrale.



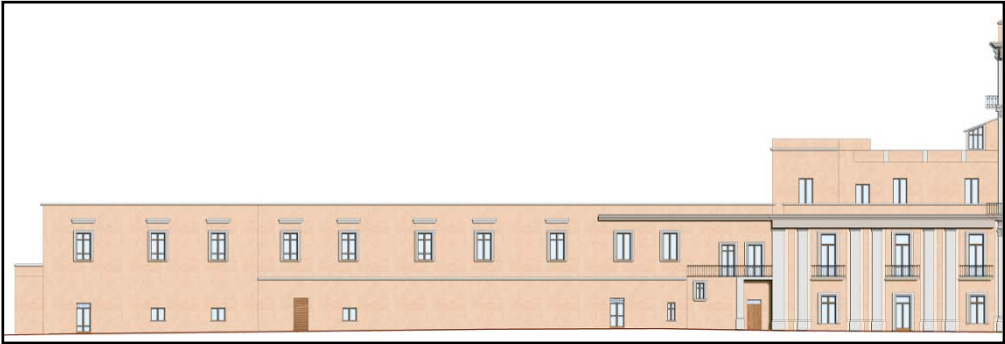
Pianta piano 3, corpo centrale.



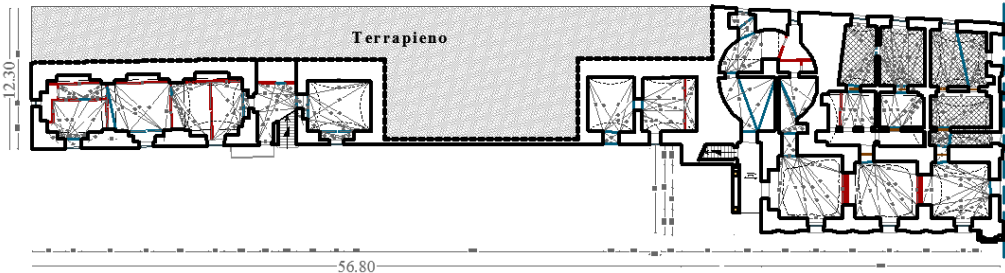
Pianta piano 4, corpo centrale.



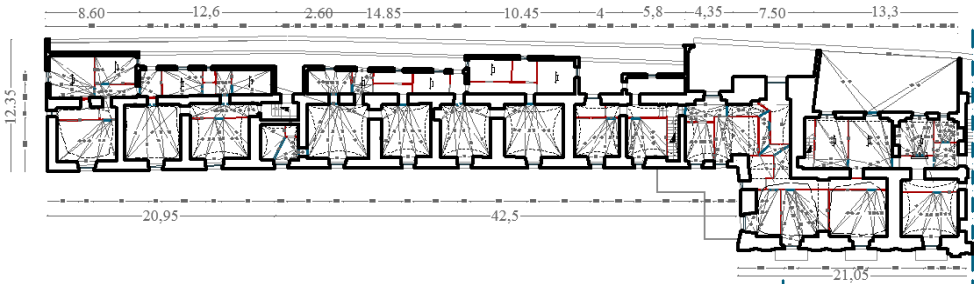
Pianta piano 5, corpo centrale.



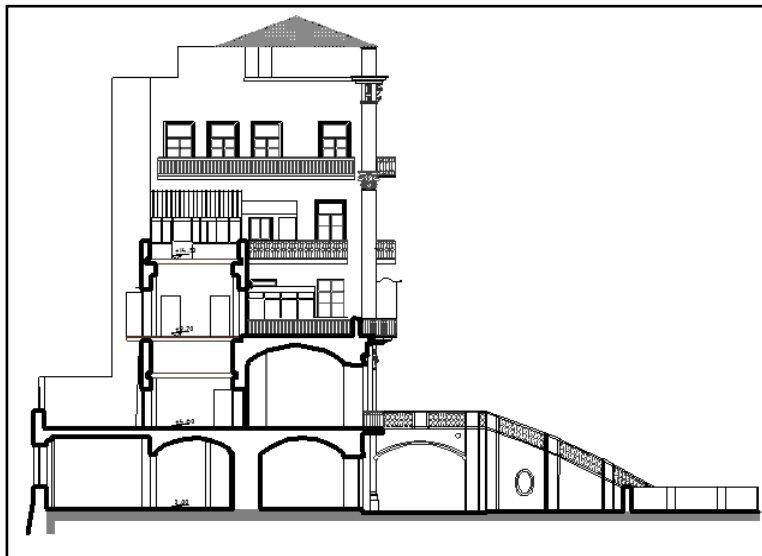
Prospetto principale, corpo di sinistra.



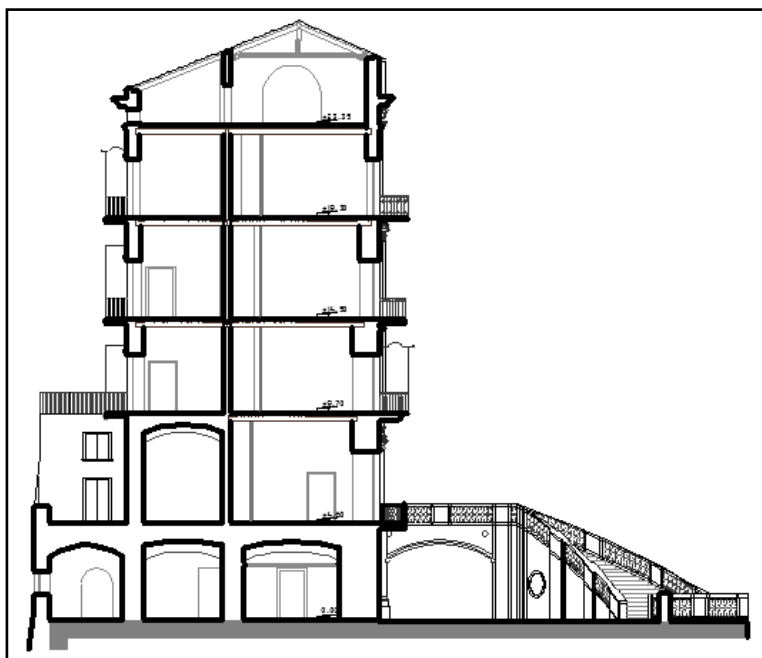
Pianta piano terra, corpo di sinistra.



Pianta piano 1, corpo di sinistra.



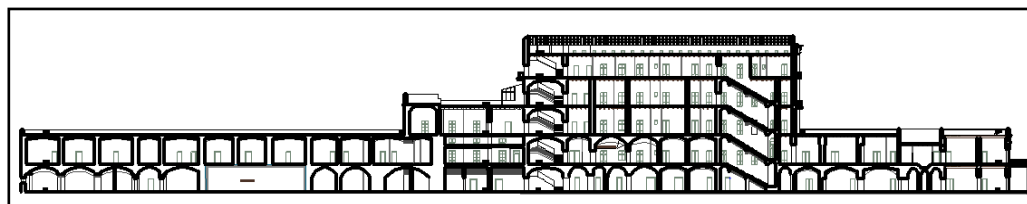
Sezione trasversale, in evidenza la sezione del corpo lato sinistro.



Sezione trasversale del corpo centrale.

Dal piano terra dell'edificio partono cinque corpi scala, di cui tre nella parte destra (d'impianto originario) e due nella parte sinistra (aggiunta durante il 1800). Solo la scala centrale Sanfeliciano, collocata in un vano di circa 5.79 m x 4.80 m, conduce sino al quinto livello: le rampe mostrano una larghezza di 1,50 m. In media gli spazi hanno una quadratura di 25 mq, con delle dimensioni per lato che si aggirano intorno ai 5 m, fatta eccezione per gli spazi non presenti nell'assetto originario e aggiunti successivamente, per i quali si misurano, talvolta, dimensioni modeste, poco fruibili ed utilizzabili, al di sotto del metro di lunghezza.

Il primo livello, a quota 4.60 m, è accessibile sia dall'interno sia mediante lo scalone esterno. Si presenta molto simile al piano terra, per distribuzione degli spazi, geometria e per dimensioni, ma l'interpiano risulta avere una misura maggiore rispetto a quello sottostante.



Villa D'Elboeuf, Sezione longitudinale.

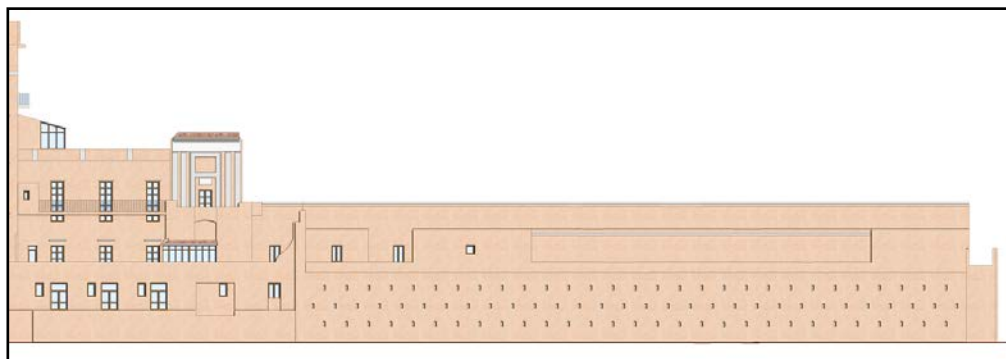
I livelli successivi non si sviluppano lungo l'intera lunghezza, ma presentano una lunghezza di 66 m circa, per il secondo livello, e 47 m per i livelli terzo, quarto e quinto. Gli spazi che definiscono ciascun piano sono delimitati dalla muratura portante; pertanto l'assetto planimetrico non differisce nei diversi livelli, fatta eccezione per le zone in cui vi è un'ulteriore divisione e distribuzione degli spazi, tramite tramezzature in laterizio che, spesso, separano in più parti gli spazi voltati.

I livelli terzo, quarto e quinto definiscono una geometria più regolare, che si manifesta in una pianta rettangolare di 45,50 m x 12,50 m. Le aperture sulla facciata sud-ovest seguono la stessa cadenza per tutti i livelli, tranne che per il sottotetto (quinto livello) che vede delle aperture ad un'altezza dal livello di

calpestio di 20 cm, alte 60 cm e larghe all'incirca 1,30 m. Tali aperture, tuttavia, risultano costituite da tramezzi in laterizio; pertanto il sottotetto prende luce solo dal lato nord-est, che vede una sequenza di piccoli fori molto ravvicinati tra loro, per i quali non si nota un sistema di chiusura.



Prospetto principale, corpo centrale e destro, vista posteriore.



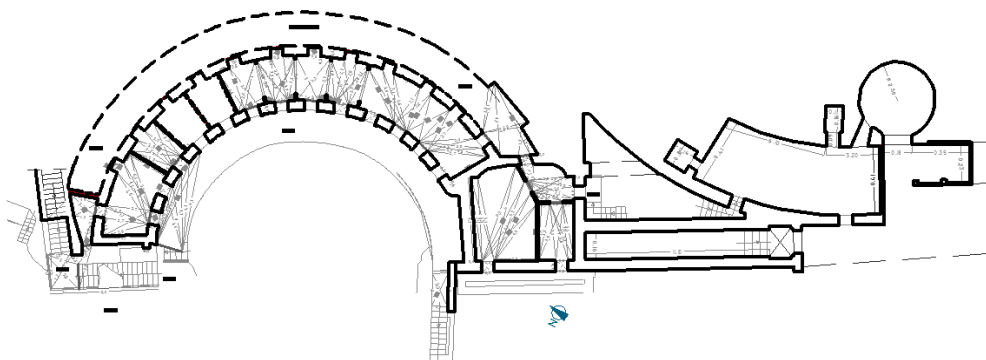
Prospetto principale, lato sinistro, vista posteriore.

I Bagni della Regina

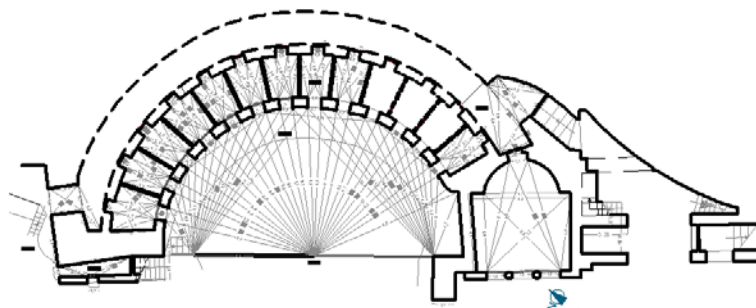
Dal piazzale antistante Villa D'Elboeuf si giunge, tramite una scalinata in cemento armato, che poggia su di una muratura in blocchi di tufo, ai Bagni della Regina. Questi si presentano con una forma semicircolare, il cui centro dista appena una decina di metri dal mare.



Vista attuale dei Bagni della Regina



I Bagni della Regina, pianta piano terra.



I Bagni della Regina, pianta primo piano.

I Bagni si sviluppano su due livelli, ciascuno con interpiano di circa 3,50 m.

Gli interni di entrambi i livelli sono suddivisi essenzialmente in due aree:

le *cabine*, di circa 2,70 m x 1,80 m ciascuna, separate tra loro da tramezzi in laterizio ed il corridoio di passaggio retrostante, con una larghezza di circa 2,00 m, che le collega e vi permette l'accesso dall'interno. Dalle cabine del primo livello e dalla scala in cemento armato, si accede alla balconata di circa 1,90 m ed al prolungamento in blocchi di pietra lavica irregolare, che un tempo doveva fungere da affaccio verso il mare. A destra delle cabine si nota una modesta cappella pressoché rettangolare (6,20 m x 5,00 m), con abside semicircolare.

5.2 IL RILIEVO MATERICO

Villa D'Elboeuf

Il rilievo diretto svolto presso Villa D'Elboeuf ha permesso il riconoscimento dei materiali posti in opera. In primo luogo ci si è concentrati sull'individuazione dell'organismo strutturale constatando che si tratta di un edificio in muratura portante; le murature continue sono di tipo tradizionale, costituite da materiali naturali o artificiali legati da malta oppure a secco. Nel corso dei secoli si sono verificati molteplici perfezionamenti nella tecnica delle costruzioni in muratura nell'area napoletana, determinati dagli sviluppi storici, economici e sociali e da fattori tipici della tradizione edilizia regionale. Nel caso in esame, le murature sono costituite prevalentemente da conci di tufo, materiale naturale di origine vulcanica estratto da cave di cui la zona è ricca. Si tratta di un materiale naturale da costruzione ampiamente presente nel sottosuolo campano e, in particolare, in quello dell'area partenopea; i costruttori locali, fin dall'antichità, hanno imparato ad estrarli, a lavorarli e a porli in opera applicando tecniche e criteri fondati su antiche tradizioni. Il Celano, riguardo a questo materiale, ebbe a dire in "Notizie del bello, dell'antico e del curioso della città di Napoli" che: *“La pietra, che ha Napoli per gli edifici, è mirabile, e leggiera facilissima a intagliarsi e durabile; ed in ogni posta di pietra si alza un palmo di fabbrica. E' una pietra poi in cui una pochissima breccia fa il cannone, come si vede nelle muraglie della marina tocche da migliaia e migliaia di cannonate in tempo de' tumulti popolari”*.

I blocchi venivano lavorati a mano per definirne le dimensioni e per la rettifica della faccia a vista, posti in opera a doppio paramento, per definire lo spessore del muro, con interposti conci grossolani o scaglie, il tutto reso solidale da malta di diversa plasticità costituita da calce, sabbia o pozzolana ed acqua.



Muratura di tufo.

La disposizione dei blocchi poteva essere per filari orizzontali a giunti sovrapposti sfalsati. Una variante delle dette murature si ha, talvolta, con l'intercalare tra i filari dei conci di tufo, filari di muratura di mattoni cotti e malta, in modo da realizzare una migliore ripartizione dei carichi sui piani orizzontali e strutture portanti di maggiore resistenza in parte dell'edificio più sollecitate. Tali murature vengono definite miste o listate; si osservano soprattutto in corrispondenza dei vani interni ed esterni.

Nel complesso si è registrata una grandissima varietà dei materiali impiegati, anche per via delle stratificazioni succedutesi nel tempo e che forniscono una sorta di catalogo dell'evoluzione dell'edilizia nel Napoletano avutasi negli ultimi trecento anni. Alle murature in semplici blocchi di tufo si affiancano, oltre quelle listate, anche quelle completamente realizzate in mattoni di laterizi pieni, o, senza dubbio molto più recenti, quelle in laterizio forato. Infine si segnalano casi

di porzioni realizzate con muratura in blocchi non squadri e posti in opera in forma caotica. Non sono rari, poi, gli episodi di compresenza delle diverse tessiture, fenomeno leggibile in corrispondenza delle porzioni di edificio in cui l'intonaco ha, nel corso degli anni, perso coesione distaccandosi dal supporto murario; lo stato di degrado della facciata, infatti, mostra chiaramente i materiali da costruzione utilizzati, anche qui prevale il tufo giallo, in conci regolari, a tratti rivestito in laterizi pieni o forati; le lesene, invece, sono costituite perlopiù da muratura listata e spesso gli stipiti dei vani si mostrano in laterizi pieni. Le partizioni verticali interne, in ciascun livello, presentano materiali analoghi a quelli esterni ed, in più, si notano i tramezzi in laterizio, sia pieni che forati, utilizzati per una redistribuzione degli ambienti interni. Dunque i laterizi si ritrovano impiegati per realizzare elementi costruttivi che richiedono maggiore resistenza e regolarità dei conci, come pilastri, colonne, archi e piattabande.



Muratura caotica

Per quanto riguarda gli orizzontamenti, si riscontrano diverse tipologie di solaio, a seconda del livello dell'edificio e della sua epoca di costruzione. I solai sono sia piani sia voltati, mentre il piano terra ed il primo livello mostrano un ampio utilizzo di soluzioni voltate in muratura.

Relativamente alla struttura, le volte sono tra le più varie: al piano terra prevalgono volte a botte e volte a crociera; solo all'estremità di destra (zona non presente nell'assetto planimetrico originario) si trovano solai in legno a semplice orditura in uno stato di degrado talmente avanzato che molte delle travi principali risultano crollate. In corrispondenza dei vani nelle murature portanti, sono evidenti architravi in legno. Al primo livello le soluzioni voltate iniziano a variare con l'aggiunta di volte a cupola; si inseriscono solai piani in legno e, puntualmente, solai in ferro, soprattutto nelle parti aggiunte all'impianto originario.

Il solaio in legno risulta composto da un'orditura principale di travi e da un'orditura secondaria, formata da elementi di collegamento e irrigidimento. Le travi principali appoggiano su due muri portanti paralleli e sono poste ad interasse variabile in funzione della loro grandezza, che dipende dalla luce da coprire e dal carico da sopportare. La struttura portante di questa tipologia di solaio è formata da travi grezze o squadrate; quella secondaria da panconcelli lignei (chiancole o chiancarelle) che si appoggiano sulle travi, oppure da travicelli squadrati e da una struttura complementare, cioè un masso o un assito di grosse tavole inchiodate sui travicelli. Le travi principali sono in castagno grezzo, cioè travi tonde, che sono poggiate in appositi incassi nei muri portanti, per circa 1/20 della luce del solaio; esse sono disposte ad interasse di circa 80-90 cm, con diametro maggiore alternativamente da una parte e dall'altra. In direzione ortogonale, sulle travi, sono poste le chiancarelle grezze, di castagno, di forma semicilindrica, con lunghezza variabile tra i 92-106 cm. .



Solaio in legno con travi squadrate.

Il pacchetto tecnologico del solaio è completato da un letto di malta ordinaria di pozzolana, arena comune e calce spenta, detto arriccio, con rottami diversi, dello spessore di 3 cm; tale strato garantisce che il masso superiore, dopo la battitura, si consolidi bene senza lesionarsi. Il masso, in conglomerato di lapillo bianco e calce, ha uno spessore di circa 9 cm ed assicura rigidità e coibenza termico-acustica. Le travi dei solai non sono poggiate direttamente sulla muratura di tufo, per non causare schiacciamenti, ma su elementi compattati e resistenti chiamati pulvini, dormienti o cuscinetti costituiti da legno, mattoni o pietrarsa.

Per quanto riguarda i solai in ferro, si nota l'utilizzo di profili metallici a doppio T, sui quali si impostano le voltine murarie di completamento, che assorbono meglio gli sforzi di trazione e compressione e consentono di realizzare più agevolmente le strutture murarie di collegamento tra trave e trave.



Solaio in legno con travi grezze

Le estremità delle travi sono poggiate su cuscinetti di mattoni pieni o di pietra dura. La struttura secondaria è essenzialmente realizzata con voltine in muratura, con voltine di laterizi forati o pieni, oppure con tavoloni in laterizio. Il masso di rinfiango per le voltine o completamento e livellamento sui laterizi è stato realizzato con materiali leggeri.

Al piano ammezzato a quota 7,85 m, relativo al primo livello, il solaio si presenta con putrelle e spaccatelle in voltine di tufo. Questa tipologia di solaio, insieme con il solaio in legno, è presente anche ai livelli successivi, sebbene sia spesso nascosta da una controsoffittatura in ferro e cartongesso, ovunque fatiscente, che riduce l'altezza utile degli spazi. La copertura modificata negli anni '20 si presenta in legno: una capriata a semplice orditura.

Gli elementi di collegamento verticale differiscono in relazione al materiale utilizzato; le scale non sono strutture autonome, ma risultano racchiuse nel complesso murario dell'edificio; le stesse rispecchiano il tono e la destinazione

dell'immobile nel quale sono ubicate, sia per la tipologia dei materiali che per la forma e dimensioni.



Solaio in putrelle e voltine in tufo

Le scale utilizzate in Villa D'Elboeuf, in muratura, risultano formate da una serie di rampe (o tese), intervallate da pianerottoli (o riposi); gabbia o cassa è definito lo spazio in cui esse si sviluppano.

Al di sopra della muratura costituente la struttura delle rampe sono realizzati gradini (scannelli) a sezione triangolare, con materiale di riempimento formato da malta e inerti leggeri, rifiniti con elementi di pietrarsa, piperno o marmo.

Caratteristiche dell'area napoletana sono le famose “scale aperte” di invenzione sanfeliciano: presente anche in Villa D'Elboeuf, tale tipologia di scale si diparte dalla facciata dell'edificio. Le voltine murarie delle rampe potevano essere realizzate con pietre naturali (tufo); nei rinfilanchi sono utilizzati materiali leggeri come murature di getto con pomice o scaglie di tufo e malta. Esse presentano un estremo incastrato nel muro d'ambito.



Scale realizzate con il sistema si volte a mezza botte rampante.

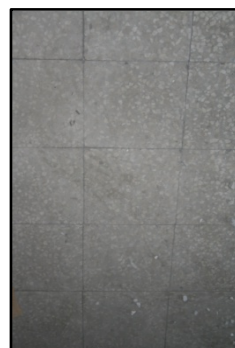
Dal punto di vista costruttivo, si chiarisce che l'esecuzione delle rampe avveniva in un momento successivo alla costruzione dei muri; in questo modo questi, con il peso proprio, contrastavano la spinta e favorivano la rigidità dell'insieme.

Verso l'interno della cassa di scale le voltine sono a sbalzo, incastrate nel muro di anima; pertanto le ammorsature nei punti di incrocio tra le voltine dei rampanti e le voltine dei pianerottoli di caposala ed intermedi sono elementi fondamentali per il giusto l'equilibrio dell'intero corpo scala. La scala sanfelicianiana della Villa è rivestita con marmo bianco; la ringhiera che funge da parapetto (ormai parzialmente esistente) è in ferro.

Gli altri corpi scala presenti nell'edificio sono anch'essi in muratura con gradini rivestiti di marmo bianco, o pietra basaltica, ma si evincono, dal rilievo materico, anche casi di scale prive di rivestimento.



Piastrelle con decorazioni.



Piastrelle, in gran parte, non più originali.

Le pavimentazioni originarie sono evidenti solo a tratti; le piastrelle in ceramica decorate sono spesso sostituite da altre piastrelle comunque in ceramica visibili a quasi tutti i livelli. Laddove la pavimentazione recente risulta danneggiata, si può intravedere quella sottostante originaria. Le pareti interne rivestite con intonaco tradizionale sono spesso rifinite con una tinteggiatura vivace specialmente al secondo livello dove spiccano colori quali il rosa, l'azzurro e l'arancio, tonalità derivanti da modifiche effettuate negli ultimi decenni.



Pareti interne rifinite con intonaco tradizionale e tinteggiate.

Per quanto concerne gli elementi di finitura di facciata, si nota l'utilizzo di materiali differenti: piperno e gesso, per stucchi e decorazioni, infissi in legno verniciato, infissi in ferro e davanzali in marmo. Il piperno, insieme con il tufo, è uno dei materiali più utilizzati. Si tratta di una pietra da taglio formata da una massa di cenere vulcanica in cui risultano sparse le cosiddette “fiamme”, ossia alcuni brandelli lavici pastosi. Il piperno, estratto dalle cave ubicate nelle zone dei Camaldoli, di Pianura e di Soccavo veniva lavorato con gli stessi utensili e con gli stessi procedimenti usati per le pietre da taglio e per i marmi; se ne nota l'utilizzo, come per molti altri edifici napoletani, su vasta scala per i gradini delle scale, le cornici, stipiti, gli architravi, le mensole, i piedritti, le zoccolature e i portali. I blocchi di piperno adoperati per realizzazione di rivestimenti di

portali, pilastri e mensole venivano lavorati a “traforo”. Con il traforo si realizzavano nella pietra quegli incavi profondi che permettevano il fissaggio delle staffe metalliche per l’ancoraggio al supporto murario. La struttura portante del tetto o orditura principale è rappresentata da capriate in legno sulle quali poggia la grossa orditura, costituita da arcarecci, detti anche terzere o correnti, quindi la piccola orditura, formata da travicelli, listelli o correntizi ed infine il manto di copertura. Le capriate, poggiate sui muri perimetrali, ad interasse uguale, risultano connesse dalla trave di colmo; su di esse vengono posti gli arcarecci, collegati con chiodature e gattelli lignei. Agli arcarecci e alla trave di colmo, con chiodi, sono fissati una serie di travicelli, secondo la linea di massima pendenza del tetto, ad una distanza di 50-60 cm circa; su questi si innesta una serie più fitta di correntizi e listelli orizzontali, ad interasse di 30-35 cm; quindi si trova il manto di copertura. Le capriate si presentano nella forma di triangolo isoscele. Trattandosi di un immobile dal grande valore storico ed artistico, non ci si è sottratti dal soffermarsi su quei dettagli architettonici che impreziosiscono gli esterni documentati dalle foto allegate.



Un'immagine emblematica dell'eterogeneità delle tessiture murarie: Villa d'Elboeuf rappresenta un catalogo dell'edilizia Napoletana dal 1700 ad oggi. In primo piano si riconosce il rivestimento basamentale in piperno.



Portale al piano nobile.



Dettaglio della cornice in piperno.



Dettaglio dei capitelli in stucco.



Dettaglio delle ringhiere in ferro battuto.

I Bagni della Regina

I Bagni della Regina sono risultati, essenzialmente, costituiti da murature di tufo



Muratura in tufo rilevata presso i Bagni della Regina.

Oltre al tufo, sono presenti anche laterizi, utilizzati soprattutto come rivestimento, anche se non mancano casi di murature completamente in laterizio, come si nota sia nella parte ad est, che nei tramezzi interni. L'utilizzo dei laterizi, sulla base di quanto emerso dalle fonti archivistiche, sembrerebbe successivo alla costruzione. I laterizi, come già anticipato, sono spesso utilizzati come rivestimento; non mancano infatti casi di murature in tufo con rivestimento in laterizi pieni. Per le pareti interne, successivamente aggiunte alla costruzione, ritroviamo, invece, i laterizi forati.

Come emerso dalla ricerca storica, Villa D'Elboeuf e i Bagni della Regina nascono su uno spesso strato di lava di fango, creatosi successivamente all'eruzione del 1631. La roccia lavica è ancora presente nella costruzione; la parete interna del corridoio è probabilmente addossata a questa e il prospetto nord-ovest presenta una cavità scavata nella pietra naturale.



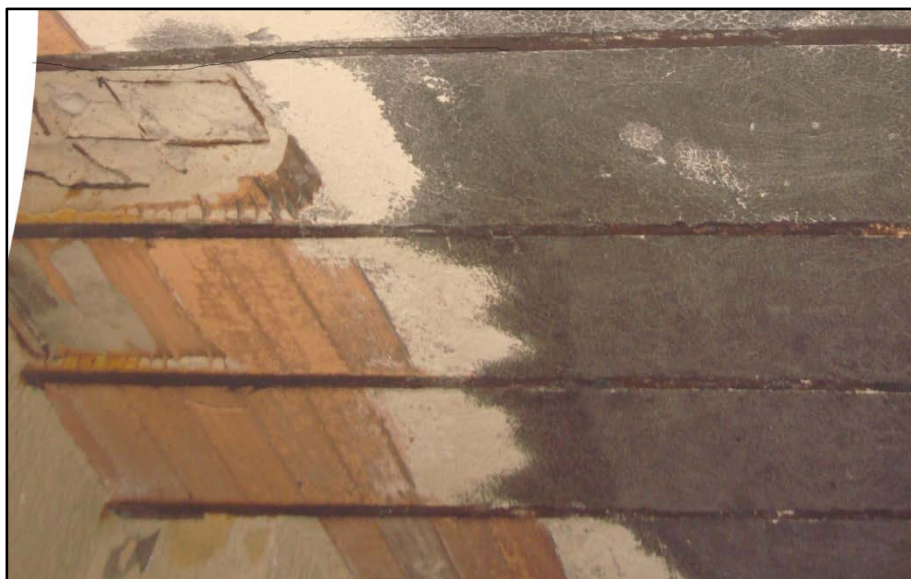
La cavità scavata nella pietra lavica.

Dal punto di vista strutturale, internamente, le cabine e i solai sono con putrelle e voltine in spaccatelle di tufo.



Solaio in putrelle e spaccatelle di tufo.

Si notano anche solai in ferro con tavelloni. Ancora, sono presenti dei consolidamenti pregressi in cemento armato, come l'inserimento di architravi in tufo e calcestruzzo armato, sovrastanti i vani, solai in ferro e tavelloni. La presenza di conglomerato cementizio, soprattutto quello armato, fa presupporre interventi eseguiti almeno a partire dagli anni '20 del Novecento.



Solaio in putrelle e tavelloni.

5.3 IL RILIEVO DEI DEGRADI

Al rilievo metrico e materico è seguita l'analisi dello stato di conservazione dell'edificio, ovvero l'analisi dello stato di degrado.

Dai rilievi sono emerse numerose criticità riconducibili all'assoluta mancanza della benché minima manutenzione, all'edificio ed alle sue parti costituenti, quanto meno nell'ultimo trentennio. Si può affermare con certezza indiscutibile che, globalmente, lo stato in cui si presenta l'edificio, anche ad un osservatore non esperto, è di totale abbandono. Esternamente si notano subito la completa alterazione cromatica delle superfici rifinite e in non pochi casi il distacco del supporto della stessa riconoscibile, soprattutto in prossimità dei vani finestra e dei vani porta.



Prospetto principale, corpo centrale, veduta d'insieme dello stato di degrado.



Dettaglio del piano terra.



Le vaste porzioni dei prospetti che conservano ancora il supporto e la finitura superficiale manifestano un esteso fenomeno di alterazione cromatica.

Negli stessi punti, la mancanza dell'intonaco permette il riconoscimento delle tessiture murarie e dei fenomeni patologici riscontrabili e riconducibili per lo più all'erosione, fenomeno sicuramente accelerato dall'esposizione, ormai diretta, agli agenti atmosferici.



Le zone in cui l'intonaco è oramai distaccato espongono la tessitura muraria agli agenti atmosferici, rendendo il fenomeno di erosione dilagante.

L'incuria ha inoltre determinato il proliferare di vegetazione infestante che in alcuni episodi risulta particolarmente radicata, in un triste e quanto mai inopportuno esempio di "architettura organica" da non imitare. Il riconoscimento a vista delle diverse patologie va, comunque, coadiuvato da opportune indagini: le opportunità tecnologiche che la diagnostica offre oggi al progettista sono tali e tante da consentirgli di ottenere una conoscenza molto analitica di una qualsiasi situazione locale, arrivando addirittura alla lettura puntuale degli elementi che caratterizzano il materiale e l'eventuale patologia in aggressione e fornendo precise indicazioni di tipo non solo qualitativo ma anche quantitativo sia sulla

bontà dei materiali da costruzione e sulle strutture murarie che sul quadro patologico presente e sul loro stato di conservazione.



Stati patologici multipli e diffusi.

Le indagini da effettuarsi sull'esistente prevedono, comunque e per una certa parte, il *prelievo di porzioni del materiale* da esaminare. Tale prassi è, tuttavia, da adottarsi al fine di acquisire nozioni indispensabili al progetto di recupero e conservazione, solo quando non sia possibile procedere in maniera differente limitando, in questo modo, il numero di tecniche di tipo distruttivo.

Risulta, quindi, indispensabile suddividere le metodologie di indagine innanzitutto in base alla loro portata distruttiva, per poi impiegare preferibilmente quelle che possono esser definite non distruttive o moderatamente distruttive.

Le campagne ed analisi si potranno affidare ad istituti, ditte e laboratori specializzati che dovranno operare secondo le normative specifiche e le più recenti indicazioni NORMAL, in particolare la 11182 del 2006 che sostituisce la precedente UNI88.



Prospetto confinante con la linea ferroviaria.

Il recupero degli intonaci degradati deve partire dall'individuazione delle cause che hanno provocato il suo degrado; non bisogna infatti dimenticare che gli elementi usati per il rivestimento degli edifici, non solo quelli esterni, anche se

questi in misura maggiore, sono sottoposti ad innumerevoli azioni aggressive, la più dannosa delle quali risulta essere l'azione atmosferica, specialmente ai nostri giorni, caratterizzati da un intenso inquinamento, che ha contribuito a diminuire di molto la vita utile e la curabilità dei materiali da costruzione e di rivestimento. Le escursioni termiche, ad esempio, possono provocare dilatazioni intollerabili per il reticolo cristallino del materiale che, inevitabilmente, è soggetto a disgregazione; data la notevole eterogeneità dei prodotti utilizzati, anche piccole variazioni di temperatura possono provocare l'insorgere di tensioni dovute a dilatazioni differenziali.

L'azione dell'acqua, specie se ricca di agenti inquinanti, induce sempre una reazione chimica che favorisce la perdita di qualità dei materiali.

Per diagnosticare i motivi che hanno portato l'intonaco allo stato attuale, spesso è sufficiente un'accurata analisi visiva ma, in alcuni casi ed in particolare per gli edifici di rilevante importanza storica, è necessario eseguire le indagini più accurate riportate qui di seguito:

- analisi del supporto (natura leganti, inerti e sistema stratigrafico) attuata anche mediante prelievo di campioni eseguiti secondo la raccomandazione Normal 3/80 a cura dell'Istituto Centrale del Restauro;
- valutazione della traspirabilità dell'intonaco;
- verifica dell'adesione sia del rivestimento al supporto che del supporto e degli strati di rivestimento tra loro;
- individuazione di cavillature e di crepe (tipologia ed estensione) in particolare volta ad attestare la presenza di crepe da ritiro o da assestamento oppure di giunti naturali di dilatazione;
- misurazione della durezza, della resistenza meccanica e della rugosità;

- localizzazione di eventuali efflorescenze saline;
- controllo del grado di umidità relativa;
- accertamento dell'esistenza di fenomeni che influenzano l'edificio (i.e. vibrazioni).

Nel caso studio proposto si è proceduto ad un'indagine visiva delle zone facilmente raggiungibili e degli ingrandimenti fotografici, ove l'elemento oggetto di degrado non fosse di facile osservazione.

Successivamente alle indagini, è necessario classificare le alterazioni in base alla loro origine:

- fisico-chimica;
- biologica;
- igrometrica;
- termica;
- erronea esecuzione.

Ferma restando l'importanza delle tecniche e degli strumenti suddetti, necessari ai fini di un progetto esecutivo, nell'implementare il presente elaborato, i rilievi, sia metrico, che materico, che dello stato dei degradi sono stati effettuati utilizzando i mezzi effettivamente a disposizione. Pertanto l'analisi è stata perlopiù di carattere visivo e documentaristico.

Si riportano di seguito, in rassegna fotografica, le principali anomalie identificate in fase di rilievo.

Si sottolinea, inoltre, come i Bagni della Regina abbiano subito un lento processo di degrado sin dall'inizio, in quanto mai completamente intonacati. Il primo strato di intonaco è successivo alla costruzione, ma anch'esso è andato rapidamente degradandosi.



Erosione diffusa al paramento murario, alla cornice in mattoni pieni, al parapetto in pietra.



Dettaglio del fenomeno di erosione dei laterizi.



La malta ormai degradata ha lasciato il posto al vuoto.



Uno dei numerosi casi di espulsione del copriferro a seguito dell'ossidazione delle barre d'armatura.



Distacco dell'intonaco ed erosione dei blocchi in tufo.



**Ancora fenomeni di erosione e piantumazione dilagante;
è percepibile, attraverso i vani, l'assenza delle volte ormai crollate.**



Avanzato stato di erosione nel pilastro in muratura listata.



Erosione delle scale interne in pietra, contestualizzate in uno stato di abbandono diffuso.



In sintesi: distacco dell'intonaco, alveolizzazione dei blocchi in tufo, erosione della malta.



L'alveolizzazione, uno dei talloni d'Achille del tufo.



Anche il prospetto sulla linea ferroviaria è in avanzato stato di degenerazione.



Patina biologica dovuta ad umidità di infiltrazione.



Effetti dell'umidità da infiltrazione, presumibilmente da acqua meteorica.



Patina biologica prodotta da umidità di risalita dalle fondazioni.



**Ancora effetti dovuti all'umidità di infiltrazione,
ed effetti degli atti vandalici sugli infissi in legno.**

5.4 IL RILIEVO DEI QUADRI FESSURATIVI

Il caso studio, come già anticipato, si presta ad essere utilizzato come una sorta di catalogo dell'edilizia napoletana e della sua evoluzione occorsa negli ultimi trecento anni. Questo aspetto, in termini di degrado ed in termini di dissesti, si traduce nell'avere a disposizione un'ampia casistica di problematiche che tipicamente si manifestano su murature di antico impianto. In quest'ottica si getteranno le basi per sviluppare il successivo ed ultimo capitolo, dedicato alle tecniche di intervento; pertanto, in questo paragrafo si intendono segnalare i più significativi fenomeni di dissesto riscontrati durante la fase di rilievo.



Volta a vela interessata da lesione.



La lesione interessa anche l'arco in chiave.



La volta presenta evidenti fenomeni di distacco dell'intonaco, avvenuto o incipiente, dovuto presumibilmente ad umidità d'infiltrazione.



Volte crollate. La sezione della volta ne mette a nudo la struttura: i blocchi di tufo sono sormontati dal riempimento in battuto di lapillo che fa da sottofondo alla pavimentazione.



Probabilmente, le prime a crollare sono state le volte del livello superiore, presumibilmente, a seguito degli effetti devastanti delle infiltrazioni di acqua meteorica, prive di alcun ostacolo; L'improvviso incremento di carico sulle volte del livello inferiore, già staticamente compromesse, avrà determinato il collasso di quelle sottostanti con un effetto domino.



L'avanzato staso di decomposizione delle travi dei solai in legno sopravvissute ai crolli.



Solaio in legno privo, dell'orditura secondaria.



Ancora un solaio in legno di cui restano solo le travi in legno.



Il colore delle travi, prossimo al carbone, lascia presumere come possibile causa di crollo un incendio interno a seguito del quale è venuta meno la capacità portante; le travi dell'orditura principale, di sezione maggiore, avranno avuto una tenuta maggiore nei confronti delle fiamme.



Avanzato stato di corrosione delle piattabande metalliche.



Il fenomeno è esteso alla quasi totalità delle piattabande metalliche; si nota anche l'espulsione del copriferro nel solaio in latero-cemento.



Architrave in pietra lesionato in mezzzeria; lesioni presenti anche sulle spalle in muratura.



Serie di piattabande metalliche corrose sorrette da maschi murari erosi.



Dettaglio: piattabanda metallica corrosa.



I vani interni presentano spesso piattabande lignee sormontate da architravi in blocchi di pietra.



Le scale con schema strutturale costituito da volte a mezza botte rampante si presentano in uno stato complessivo privo di lesioni significative.



Esplosione del copriferro e corrosione delle barre d'armatura.



Esplosione del copriferro e corrosione delle barre d'armatura.



Esplosione del copriferro e corrosione delle barre d'armatura.



Esplosione del copriferro e corrosione delle barre d'armatura.



Rotazione del paramento esterno.



Rotazione del paramento esterno.

Per un esempio approccio metodologico alla mappatura dei dissesti e dei quadri fessurativi, anche in riferimento alla simbologia utilizzabile in fase di restituzione grafica, si riportano, di seguito, in stralcio, le "Indicazioni per la valutazione della qualità delle murature" rilasciate nell'ambito del Protocollo di Progettazione per la Realizzazione degli Interventi di Ricostruzione Post-Sisma sugli Edifici Privati e le "Indicazioni per la dimostrazione del danno" così come emanato dalla Regione Molise nel Gennaio e nel Marzo 2006. La PARTE I, Allegato 3D, è dedicata al riconoscimento della qualità muraria, mentre l'Allegato 3C1 è dedicato alla valutazione del livello di danno.

Stralcio dell'allegato 3D:

1 - INDICAZIONI PER IL RICONOSCIMENTO DELLA QUALITÀ MURARIA

Per la lettura delle tipologie murarie e la valutazione della loro qualità si è fatto riferimento all'allegato B della Direttiva del CTS (*Comitato Tecnico Scientifico*) per la ricostruzione (Decreto del CD n.35/2005) utilizzando un metodo di lavoro basato sulla scheda murature del GNDT (*Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti*). Di seguito si riporta la *Guida alla lettura delle tipologie murarie* (allegato B Decreto CD n.35/2005) e l'illustrazione del metodo proposto con l'utilizzo della citata scheda murature.

2 - RICONOSCIMENTO DELLA QUALITÀ MURARIA

Per il riconoscimento della qualità muraria si è fatto riferimento alle osservazioni effettuate sugli edifici in muratura del Molise danneggiati dagli eventi sismici del 2002 utilizzando una metodologia che consente di individuare il tipo di muratura, in base agli elementi che la costituiscono, alla classe di qualità e al tipo di comportamento meccanico. Il metodo consiste nella correlazione tra gli elementi tipologici delle murature, riconoscibili con la *scheda murature GNDT* (tessitura, posa in opera, sezione trasversale, presenza intonaco, collegamenti tra pareti murarie, interventi recenti e stato di consistenza), i tipi di murature previsti dalla normativa per la ricostruzione in Molise (*allegato B tabella 11D dell'allegato B Decreto del Commissario Delegato n.35/2005*) e le indicazioni contenute nel *Manuale di Agibilità* a cura di SS-GNDT. Per ogni tipologia muraria sono state, inoltre, individuate alcune sottotipologie caratterizzate dalla variabilità di fattori specifici quali la tessitura, la posa in opera, la presenza dell'intonaco e lo stato di conservazione. Per attribuire un giudizio di qualità sono state individuate due classi di muratura, indipendentemente dalla tipologia, *"tenendo conto del materiale utilizzato e della sua tessitura nel paramento, della qualità del legante e delle modalità costruttive"* (classificazione scheda di agibilità a cura di SSN e GNDT – 2000)

"Muratura di tipo I : a tessitura irregolare e di cattiva qualità :

Questo tipo di muratura di pietra naturale manifesta un comportamento sfavorevole caratterizzato da:

- elevata vulnerabilità per azioni fuori del piano, con tendenza allo scompaginamento ed allo sfaldamento dell'apparecchio murario, anche per instabilità dei singoli paramenti mal collegati o non collegati, sotto carichi verticali;
- scarsa resistenza per azioni nel piano, a causa sia della scarsa resistenza intrinseca dei materiali, ed in particolare della malta, sia per lo scarso attrito che può svilupparsi tra gli elementi lapidei, in relazione alla configurazione dell'apparecchio murario.

In conseguenza di ciò i meccanismi di danneggiamento di questo tipo di muratura portano sovente a crolli rovinosi sotto azioni di medio-bassa intensità.

Muratura di tipo II : a tessitura regolare e di buona qualità

Questo tipo di muratura di pietra naturale o artificiale manifesta un comportamento favorevole caratterizzato da:

- bassa vulnerabilità per azioni fuori del piano, sempre che la parete sia correttamente vincolata superiormente ed inferiormente a solai rigidi o semirigidi, in grado di ridistribuire le azioni sismiche alle pareti parallele all'azione, con comportamento monolitico della parete;
- media o elevata resistenza per azioni nel piano della parete, grazie alla resistenza intrinseca dei materiali, in particolare della malta, e/o per l'attrito che può svilupparsi tra i blocchi o gli elementi lapidei, in relazione alla configurazione regolare dell'apparecchio murario.

In conseguenza di ciò i meccanismi di danneggiamento di questo tipo di muratura non determinano crolli sotto azioni di media intensità. I collassi sotto azioni di elevata intensità avvengono in maniera progressiva, e sono prevalentemente legati allo sviluppo di lesioni diagonali nel piano con dislocazioni eccessive di porzioni di muratura.

Nella tabella n.3 sono indicati:

- in verticale : i tipi di muratura classificati nella tabella 11D della Normativa per la ricostruzione in Molise e nell'Abaco del Manuale di agibilità. Per ogni tipo, in base alla variabilità degli elementi caratteristici della scheda GNDT sono state individuate anche delle sottotipologie.
- in orizzontale, gli elementi di riconoscimento previsti dalla scheda murature del GNDT.

Il tecnico, per procedere al riconoscimento della tipologia muraria, sarà guidato dalla *scheda murature GNDT* (da compilare per ogni tipo di muratura presente nell'edificio) e, con l'ausilio della tabella n.3, potrà riconoscere il tipo di muratura e avere indicazioni sulla qualità muraria per attribuire con maggiore certezza il valore delle proprietà meccaniche e dei relativi coefficienti di maggiorazione (tabella 14) all'interno dell'intervallo previsto dalla citata tabella 11D.

2.2 - ABACO DEGLI ELEMENTI CARATTERISTICI DELLA MURATURA
SCHEDA MURATURE GNDT (Binda - Mannoni)

Cod	ELEMENTI CARATTERISTICI	DESCRIZIONE DEGLI ELEMENTI CARATTERISTICI POSSIBILI							
1	ELEMENTI COSTITUTIVI	1	2	3	4	5	6	7	8
1.1	Materiale	arenaria	calcare	tufo	calcarenite	Mattoni cotti	Mattoni crudi	Vario di riempiego	
1.2	Lavorazione	Assente ciottoli	sbozzatura	A spigoli finiti	A conci squadrati				
1.3	Dimensioni (diagonale)	Piccole (< 15 cm)	Medie (15-25 cm)	Grandi (>25 cm)					
1.4	Stato di conservazione	Pessimo	Discreto buono						
2	MALTA								
2.1	Tipo	Calce aerea	Calce idraulica	Cementizia					
2.2	Stato conservazione e consistenza	incoerente	friabile	Tenace					
2.3	Funzione	Allettamento	riempimento	stilatura					
3	POSA IN OPERA DEGLI ELEMENTI								
3.1	Tessitura dei paramenti	disordinata	Corsi irregolari	Corsi orizzontali					
3.2	Posa degli elementi	casuale	A lisca di pesce	Orizzontale/verticale	Orizzontale				
3.3	Ricorsi o listatura	assenti	Mattoni	Altro					
3.4	Zeppe o scaglie	Assenti	In pietra	In cotto					
4	SEZIONE TRASVERSALE								
4.1	Tipologie	Paramento unico	Due paramenti accostati	Due paramenti ammorsati	A sacco incoerente	A sacco coerente	Paramento aggiunto		
4.2	Spessore	<30 cm	40-50 cm	60-70 cm	80-100 cm	> 100 cm			
4.3	Presenza significativa vuoti	Presenza	Assenza						
4.4	Presenza di diatoni	Presenza	Assenza						
5	INTONACO								
5.1	Stato attuale	Muratura a faccia vista	mancante	In parte mancante	Presente				
5.2	Stato di conservazione	degradato	Fessurato	Buono					
6	COLLEGAMENTI TRA LE PARETI MURARIE								
6.1	Angolate Tipologia	Ammorsamento scadente	Collegamenti irregolari	Alternanza regolare					
6.2	Angolate Elementi costitutivi	Analoghi alla muratura	Di dimensione maggiore	A conci squadrati					
6.3	Martelli Tipologia	Assenza di collegamento	Ammorsamento scadente	Collegamenti efficaci					
6.4	Martelli differente tipologia muri di spina	differente	Non differente						
6.5	Martelli Frequente presenza di catene	frequente	Non frequente						
7	INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO								
7.1	Alla muratura	nessuno	Scuci - Cuci in mattoni	Scuci-cuci in pietra	Stilatura giunti	Iniezioni malta	Intonaco armato		
7.2	Ai collegamenti	nessuno	Tampognature aperture	Collegamento travi	catene	Cuciture armate	Cordoli in muratura	Cordoli in c.a.	Orizzontamenti rigidi

TAB. 2 - Abaco delle tipologie costruttive delle murature secondo la scheda GNDT (Binda - Mannoni)

3.3 - ANALISI DESCRITTIVA DELLE CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE PRESENTI NELLA SCHEDA MURATURE. GNDT

Elementi costitutivi della muratura	Gli elementi costitutivi presi in considerazione sono il tipo di materiale, la lavorazione, le dimensioni e lo stato di conservazione.
Malta	Viene esaminato il tipo (calce aerea, calce idraulica, cementizia...), lo stato di conservazione e la funzione. Quest'ultima può essere di allettamento o di riempimento a seconda che sia stata usata per la realizzazione di una muratura a ricorsi (nel primo caso) o di una muratura a sacco. Considerando che una muratura a sacco è molto meno diffusa di quella a ricorsi, è possibile dedurre che la malta ha per lo più funzione di allettamento. Lo stato di conservazione della malta (incoerente, friabile, tenace) è indicativo dello stato di resistenza della muratura.
Apparecchiatura – Tessitura dei paramenti – Posa degli elementi	L'apparecchiatura indica il modo in cui è stata organizzata la posa degli elementi, secondo fasce orizzontali (corsi) più o meno precise, fasce irregolari o in modo del tutto casuale. L'apparecchiatura, oltre a conferire un aspetto ordinato alla muratura, le garantisce una resistenza maggiore quanto più precisa è stata la posa in opera. La posa degli elementi è strettamente connessa all'apparecchiatura; anche in questo caso la distribuzione degli elementi può essere più o meno ordinata e, può prevedere l'inserimento di materiali diversi (ad es. mattoni in una muratura in pietra) disposti secondo ricorsi orizzontali o inseriti come zeppe o scaglie. Anche gli elementi possono essere disposti prevalentemente in maniera ordinata seguendo un andamento per lo più orizzontale/verticale oppure orizzontale.
Sezione trasversale e spessore	La tipologia della sezione varia a seconda della grandezza degli elementi adoperati nella muratura. Nel caso di elementi di grandi dimensioni si può essere in presenza di un paramento unico mentre, si dovranno accostare due paramenti quando le dimensioni sono ridotte (eventualmente ammortati tramite l'inserimento di diatoni). La muratura a sacco prevede il riempimento dello spazio lasciato tra due paramenti con materiale di vario tipo e dimensione, spesso materiale di risulta con la presenza di una malta povera di calce.
Intonaco	La consistenza dell'intonaco può fornire, in negativo, indicazioni sul tipo di muratura e sulla sua qualità. Un intonaco degradato o mancante in alcune parti, permette, infatti, di evidenziare la muratura sottostante ma, allo stesso tempo, non preserva l'edificio dall'azione complessiva degli agenti atmosferici. Nel caso di una muratura "a faccia vista" i materiali usati per qualità, lavorazione e apparecchiatura generalmente presentano caratteristiche migliori.
Collegamenti tra le pareti murarie	La presenza di angolate (o cantonali) di buona fattura (ammorsamento a pettine, utilizzo di conci di maggior dimensioni), conferiscono all'edificio una maggiore consistenza creando quel comportamento scatolare necessario ad un buon funzionamento strutturale. Dai rilievi effettuati è emerso come la realizzazione di questo accorgimento costruttivo, spesso sia disatteso, e pertanto, l'efficacia dell'ammorsamento tra le pareti risulta fortemente variabile da caso a caso, dal momento che l'alternanza dei ricorsi è più o meno regolare.
Interventi consolidamento	Gli interventi di consolidamento sono suddivisi in due tipologie: la prima è relativa al consolidamento del paramento murario (<i>cuci e scuci in mattoni e in pietra, stilatura dei giunti, iniezioni di malta o l'intonaco armato</i>), la seconda è relativa a quegli interventi che possono essere stati effettuati con l'intento di migliorare i collegamenti (<i>inserimento di catene, cuciture armate, cordoli in muratura o in c.a., presenza di orizzontamenti rigidi</i>).

TAB 3 - analisi descrittiva delle caratteristiche tipologiche presenti nella scheda murature. GNDT

2.4 - PRINCIPALI TIPOLOGIE MURARIE MOLISANE

Tipologia A - Muratura in pietrame (ciottoli, pietre erratiche e irregolari), a sacco, male intessuta e priva di collegamento tra i due fogli.

Elementi costitutivi: pietre calcaree in ciottoli e pietre irregolari di piccole dimensioni ;

Malta: calce aerea con funzione di allettamento in cattive condizioni;

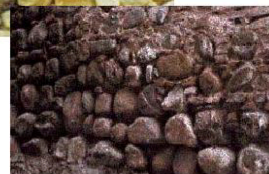
Posa in opera degli elementi : tessitura disordinata e posa casuale; assenza di zeppe ;

Sezione trasversale: due paramenti accostati o debolmente ammassati con sacco incoerente

Intonaco: in parte assente e degradato ;

Collegamenti: debolmente efficaci nei martelli con angolate con blocchi di dimensioni analoghe alla muratura e ammassamento scadente.

Interventi alle murature : nessuno



Tipologia B – Muratura a sacco in pietre di pezzatura più regolare, bene intessuta e priva di collegamento tra i due fogli; tipologia A con spigoli, mazzette e/o ricorsi in pietra squadrata o mattoni pieni.

Elementi costitutivi: pietre calcaree di pezzature regolari leggermente sbazzate di dimensioni medie;

Malta: calce aerea con funzione di allettamento in cattive condizioni;

Posa in opera degli elementi : orizzontale con apparecchiatura a corsi orizzontali irregolari con zeppe in pietra e assenza di ricorsi e listatura;

Sezione trasversale: due paramenti accostati o debolmente ammassati;

Intonaco: in parte assente e degradato ;

Collegamenti: debolmente efficaci nei martelli con angolate con blocchi di dimensioni maggiori con ammassamento scadente. *Interventi alle murature :* nessuno



muratura tipo B2

Tipologia C – Muratura in pietre a spacco con buona tessitura

Elementi costitutivi: pietre calcaree di pezzature regolari leggermente sbazzate di dimensioni medie

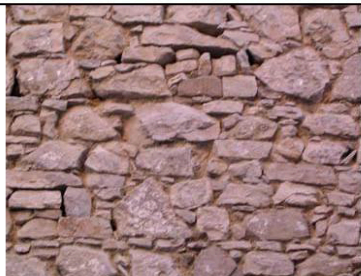
Malta: calce aerea con funzione di allettamento in cattive condizioni

Posa in opera degli elementi:

- casuale con apparecchiatura disordinata con zeppe in pietra e assenza di ricorsi e listatura (C1)
- a corsi irregolari con zeppe in pietra e assenza di ricorsi e listatura (C2)
- orizzontale con apparecchiatura a corsi irregolari con zeppe in pietra e assenza di ricorsi e listatura (C3)

Sezione trasversale: due paramenti accostati (C1), debolmente ammassati (C2), ammassati (C3)





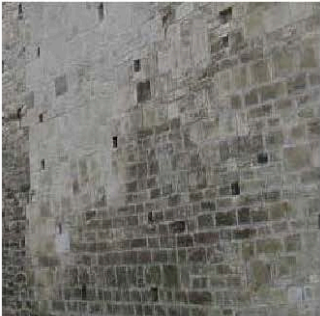
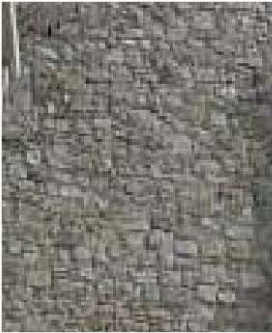
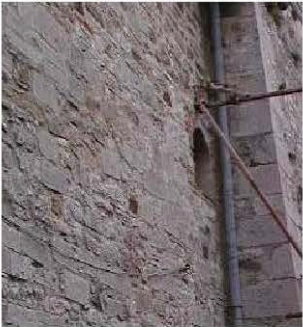

Intonaco: assente, in parte mancante, presente - *Collegamenti:* ammassamento scadente (C1) ; irregolare (C2), regolare(C3) nei martelli con angolate di dimensioni maggiori (C2,C3) o analoghe alla muratura (C1)



muratura tipo C1



muratura tipo C2

	
<p>muratura tipo C2</p>	<p>muratura tipo C2</p>
	
<p>muratura tipo C3</p>	<p>muratura tipo C2</p>
	
<p>muratura tipo C3</p>	<p>muratura tipo C1</p>
	
<p>muratura tipo C2</p>	<p>muratura tipo C2</p>

Tipologia E

muratura a blocchi lapidei squadrate

Elementi costitutivi: Calcaree squadrate di dimensioni medie

Malta: di calce aerea incoerente con funzione di riempimento in discrete condizioni e lavorazione discreta

Posa in opera degli elementi: orizzontale, apparecchiatura a corsi orizzontali con zeppe in pietra e

assenza di ricorsi e listatura - *Sezione trasversale:* due paramenti ammorsati con sezione di 80 cm

Intonaco: assente - *Collegamenti:* efficaci nei martelli con angolate con blocchi di dimensioni analoghe alla muratura - *Interventi alle murature:* nessuno



muratura tipo E1



muratura tipo E2



muratura tipo E2



muratura tipo E1

Tipologia F – Muratura in mattoni pieni e malta di calce



muratura tipo I



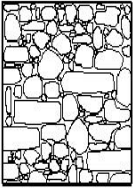
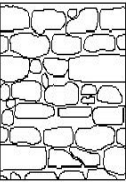
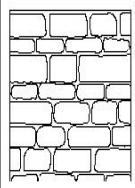
3 - SCHEDA MURATURE¹**ELEMENTI COSTITUTIVI**

Materiale:	arenaria	calcare	tufo	calcarenite
	mattoni cotti	mattoni crudi	vario di reimpiego
Lavorazione:	assente (ciottoli)	sbozzatura	a spigoli finiti	a conci squadrati
Dimensioni (diagonale elemento):		piccole (< 15 cm)	medie (15÷25 cm)	grandi (> 25 cm)
Stato di conservazione e qualità:		pessimo	discreto	buono
MALTA				
Tipo:	di calce aerea	di calce idraulica	cementizia
Stato di conservazione e consistenza:		incoerente	friabile	tenace
Funzione:		allettamento	riempimento	stilatura

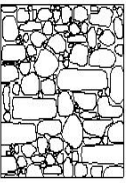
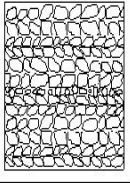
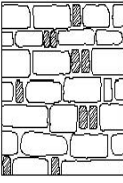

Calce aerea : Composta da leganti che induriscono unicamente all'aria come ad esempio l'argilla, il gesso , la calce aerea;

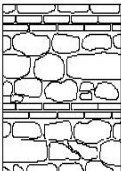
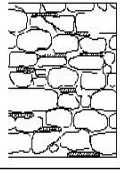
Calce idraulica : Composta da leganti che hanno la proprietà di indurire sott'acqua in assenza di aria; sono leganti idraulici la calce idraulica e i vari tipi di cemento

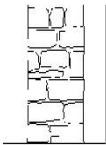
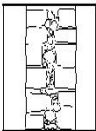
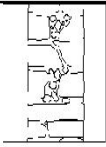
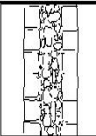
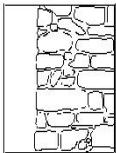
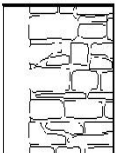
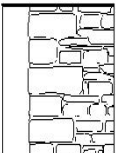
POSA IN OPERA DEGLI ELEMENTI**TESSITURA DEI PARAMENTI****APPARECCHIATURA**

		
disordinata	corsi irregolari	corsi orizzontali

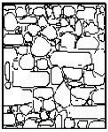
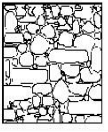
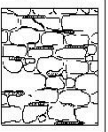
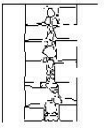


POSA DEGLI ELEMENTI:

			
casuale	a lisca di pesce	orizzontale/verticale	orizzontale

Ricorsi o listatura:	assenti	in mattoni	altro	Zeppa o scaglie:	assenti	in pietra	in cotto
							

SEZIONE TRASVERSALE				
Tipologia:	paramento unico	due paramenti accostati	due paramenti ammorsati	
	a sacco (incoerente)	a sacco (coerente)	Paramento aggiunto:	
				
paramento unico		due paramenti accostati		
				
due paramenti ammorsati		a sacco		
Spessori:	totale: _____	paramento esterno: _____	paramento interno: _____	
Presenza significativa di vuoti:		Presenza di diatoni: (collegamenti puntuali tra il paramento interno e quello esterno)		
INTONACO				
Stato attuale:	mur. faccia a vista	mancante	in parte mancante	presente
Stato di conservazione e consistenza:	degradato		fessurato	buono
COLLEGAMENTI TRA LE PARETI MURARIE				
ANGOLATE				
Tipologia:	ammorsamento scadente	collegamenti irregolari	alternanza regolare	
				
Elementi costitutivi:	analoghi alla muratura	di dimensione maggiore	a conci squadriati	
MARTELLI				
Tipologia:	assenza di collegamento	ammorsamento scadente	collegamenti efficaci	
Differente tipologia dei muri di spina:		Frequente presenza di catene:		
INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO				
ALLA MURATURA				
nessuno		scuci-cuci in mattoni	scuci-cuci in pietra	
stilarura dei giunti		iniezioni di malta	intonaco armato	
AI COLLEGAMENTI				
nessuno		tamponatura di aperture	collegamento travi	catene
cuciture armate		cordoli in muratura	cordoli in c.a.	orizzontamenti rigidi

3.1 - ESEMPIO SCHEDA MURATURE

Riferimento Tipologia Strutturale – Strutture Verticali (dalla scheda 1° livello per il rilevamento della vulnerabilità GNDT): C - Muratura di pietra sbazzata in presenza di irregolarità			
A - CARATTERISTICHE DELLA MURATURA			
ELEMENTI COSTITUTIVI		MALTA	
Materiale: calcare Lavorazione: sbazzatura		Tipo: di calce aerea Funzione: allettamento	
Dimensione (diagonale elemento): medie (15-25 cm) Stato di conservazione e qualità: cattivo		Stato di lavorazione e qualità: cattivo Stato di conservazione e resistenza: incoerente	
POSA IN OPERA DEGLI ELEMENTI			
Tessitura			
Apparecchiatura: disordinata 	Posa degli elementi: casuale 	Zeppe o scaglie: in pietra 	Ricorsi o listatura: assenti
SEZIONE TRASVERSALE			
Spessori totale: 80 cm Paramento esterno: 40 cm Paramento interno: 40 cm Presenza di vuoti significativi: no Presenza di diafani: no		Tipologia : due paramenti accostati 	
INTONACO			
Stato attuale: assente		Stato di conservazione e resistenza: degradato	
COLLEGAMENTI TRA LE PARETI MURARIE			
Martelli : Tipologia: collegamenti efficaci Differente tipologia dei muri di spina – no Frequente presenza di catene - no		Angolate Elementi costitutivi: analoghi alla muratura Tipologia: collegamenti irregolari 	
B – FOTOGRAFIA O PRESENTAZIONE GRAFICA DEL PARAMENTO			
			
Figura A2.27 – muratura tipo C1			

3 - ALLEGATO A – “ Guida alla lettura delle tipologie murarie (Decreto del C.D. n.35/2005)**3.1 - Premessa**

Il progettista è sempre tenuto ad effettuare una analisi critica della situazione del manufatto su cui si appresta ad intervenire: si forniscono, allo scopo, alcune indicazioni utili ad una più approfondita lettura della tipologia muraria e ad una prima definizione degli interventi più appropriati per ridurre la vulnerabilità. Per gli edifici sottoposti a tutela ambientale si farà anche riferimento alle 'Istruzioni generali per la redazione di progetti di restauro nei beni architettonici di valore storico-artistico in zona sismica' (28.11.1997), predisposte dal Comitato nazionale per la prevenzione del patrimonio culturale dal rischio sismico ed approvate con modifiche dal Gruppo di lavoro congiunto Comitato nazionale – Consiglio Superiore dei LL.PP. nella seduta del 21.10.1997.

3.2 - Elementi caratteristici da considerare

Gli elementi da prendere in esame per la definizione della tipologia della muratura e per valutarne lo stato di conservazione (degrado dei materiali e dissesto delle strutture) sono almeno i seguenti:

- caratteristiche dei materiali costitutivi e degli apparecchi murari, ivi comprese le murature di fondazione;
- presenza di vuoti all'interno del corpo murario (dovuto ad imperfetto riempimento dei giunti);
- continuità del tessuto murario o presenza di diverse tipologie di apparecchio dovuto a ricostruzioni parziali o fasi costruttive diverse;
- singolarità strutturali locali per inclusione di elementi estranei (in genere travi in legno);
- vuoti interni (canne fumarie e scarichi) che in genere interessano più della metà dello spessore;
- nicchie che possano interessare almeno la metà dello spessore;
- vani (porte e finestre originali e/o di più recente impianto) richiusi per parte o per tutto lo spessore del muro;
- lesioni trasversali diffuse o concentrate, con o senza evidente distacco dei lembi;
- lesioni interne con separazione ed allontanamento dei paramenti;
- presenza di fodere di muratura di spessore variabile in adiacenza di pareti che hanno subito fuori piombo in occasione di passati forti terremoti e/o altre classi di dissesto;
- presenza di macro-giunti di malta con andamento irregolare, segni di ampie lesioni prodotte nel passato da terremoti, che di fatto separano in macro-conci il tessuto murario
- lesioni dovute a cedimenti fondali, che di fatto creano separazioni nel tessuto murario.

Si descrivono di seguito alcuni apparecchi murari e le soluzioni tecnologiche adottate frequentemente nella muratura storica del Molise.

- Muratura a due paramenti di identico spessore in pietrame misto e laterizio di pezzatura variabile per classe e dimensioni, apparecchiata su filari orizzontali e regolari, murati con malta di calce/cemento/ghesso a grosso/scarso spessore con sacco in getto di calcestruzzo e inerti ben alloggiati/inerti casuali.
- Muratura a due paramenti di spessore variabile (il lato esterno ha spessore maggiore con prevalente impiego di elementi lapidei da spacco) in pietrame misto e laterizio di pezzatura variabile per classe e dimensioni, apparecchiata su filari orizzontali e regolari, murati con malta di calce/cemento/ghesso, con elementi lapidei di maggiore taglia collocati a lega per tutto lo spessore.
- Muratura a due paramenti di spessore variabile (il lato esterno ha spessore maggiore) in pietrame misto e laterizio di pezzatura variabile per classe e dimensioni, apparecchiata su filari sub-orizzontali e regolarizzati da consistenti riporti di malta di calce/cemento/ghesso e pietrame, zeppe lapidee e/o laterizie, murati con malta di calce/cemento/ghesso, con elementi di pietrame di maggiore taglia collocati a lega per tutto lo spessore. Sfasamenti ricorrenti/rari dei giunti verticali. Intonaci dati in due strati a spessore variabile/a spessore ricorrente/a spessore unico con malta di calce/cemento/ghesso. Intonaci dati a più strati a coprire quadri fessurativi preesistenti, a regolarizzare fuori piombo/irregolarità.
- Muratura a tutto spessore, in pietrame misto e laterizio di pezzatura variabile per classe e dimensioni, apparecchiata su filari orizzontali e regolari, murati con malta di calce/cemento/ghesso.
- Muratura a tutto spessore, in pietrame misto e laterizio di pezzatura variabile per classe e dimensioni, apparecchiata su filari sub-orizzontali e regolarizzati da consistenti riporti di malta di calce/cemento/ghesso e zeppe lapidee e/o laterizie.

- Muratura a tutto spessore, in pietrame misto (con prevalenti/rari elementi da spacco, elementi di fiume, elementi di cava, elementi sbazzati, elementi squadriati, elementi regolari, elementi di reimpiego) di misure variabili/ricorrenti apparecchiati su filari orizzontali e regolari, murati con malta di calce.
- Muratura di spessore costante (specificarne il valore negli elaborati)/irregolare/variabile (specificare il campo di variazione) nella lunghezza, a due paramenti di dimensioni e apparecchio murario diversi. Quello esterno è formato da elementi lapidei (calcare/tufo/travertino/etc. con rari/frequenti/ricorrenti inclusioni laterizie) di pezzatura regolare/variabile/prevalentemente regolare, murati con abbondante/scarsa malta di calce/cemento/ghesso a formare piani di posa regolari e tendenzialmente orizzontali (piani regolarizzati con consistenti allettamenti di malte e zeppe). Il paramento interno è costituito da elementi lapidei/laterizi di dimensioni variabili/ricorrenti/irregolari (mediamente compresi tra $a \times b \times c$ – specificare le dimensioni – con elementi anomali di dimensioni $a \times b \times c$ – specificare le dimensioni) apparecchiati su filari variabili/irregolari/regolarizzati con riporti di malta e zeppe. Il sacco interno è realizzato con pietrame misto per classe litologica e dimensioni, apparecchiato in getti successivi/getti casuali di malte di calce/cemento/ghesso/terra con elementi lapidei e laterizi interi/fratturati/sciolti/ordinati/per piani regolarizzati. Le due cortine hanno piani di posa e filari sub-orizzontali posti alla stessa quota/a quota diversa/a quota sfalsata/a quota regolarizzata. Il collegamento tra le due cortine è assicurato da elementi diatonici a tutto spessore/elementi diatonici a lunghezza superiore alla metà dello spessore/elementi intervallati/fasce di laterizio in n filari (da specificare). Le angolate sono realizzate con elementi bene/male intervallati della stessa pietra/pietra diversa (calcare/tufo/travertino/etc. con rari/frequenti/ricorrenti inclusioni laterizie) lavorata a spacco/squadrata/regolarizzata nelle facce in vista, lavorata a gradina/bocciarda/scalpello a punta/etc. di dimensioni – da specificare – corrispondenti/maggiori di quelle del paramento. Le angolate sono realizzate con laterizi pieni/forati in un solo filare/a filari sovrapposti sfalsati.

3.3 - Giudizio sulle condizioni delle murature

Un giudizio sulla condizione delle strutture verticali può essere espresso attraverso un percorso che parta dalla individuazione dei caratteri strutturali delle murature e qualità dei materiali impiegati, individui particolarità costruttive, indichi le possibili patologie evidenti e cerchi di definire quelle nascoste attraverso controlli mirati. Nella Tabella 13 sono indicati i valori di riferimento da adottarsi nelle analisi in funzione del livello di conoscenza acquisito. Tali valori sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzino la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammorsamento per ingranamento tra i paramenti murari).

Tabella 11.D.1 Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata.

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max	min-max	min-max	
A - Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	60 90	2,0 3,2	690 1050	115 175	19
B - Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	110 155	3,5 5,1	1020 11D40	170 240	20
C - Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	150 200	5,6 7,4	1500 1980	250 330	21
D - Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	80 120	2,8 4,2	900 1260	150 210	16
E - Muratura a blocchi lapidei squadriati	300 400	7,8 9,8	2340 2820	390 470	22
F - Muratura in mattoni pieni e malta di calce	180 280	6,0 9,2	1800 2400	300 400	18
G - Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI)	380 500	24 32	2800 3600	560 720	15

H - Muratura in blocchi laterizi forati (perc. foratura < 45%)	460 600	30,0 40,0	3400 4400	680 880	12
I - Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2580 3300	430 550	11
L - Muratura in blocchi di calcestruzzo (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	2200 2800	440 560	12
M - Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni	300 440	18,0 24,0	2700 3500	540 700	11D

Tab. 4 - Tabella 11.D.1 Valori di riferimento dei parametri meccanici

f_m = resistenza media a compressione della muratura

τ_0 = resistenza media a taglio della muratura

E = valore medio del modulo di elasticità normale

G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale

w = peso specifico medio della muratura

Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute, a partire dai valori di Tabella 13, applicando i coefficienti indicati nella Tabella 11D, secondo le seguenti modalità:

malta di buone caratteristiche: si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G);

presenza di ricorsi (o listature): si applica il coefficiente indicato in tabella ai soli parametri di resistenza (f_m e τ_0); tale coefficiente ha significato solo per alcune tipologie murarie, in quanto nelle altre non si riscontra tale tecniche costruttiva;

presenza di elementi di collegamento trasversale tra i parametri: si applica il coefficiente indicato in tabella 11D ai soli parametri di resistenza (f_m e τ_0); tale coefficiente ha significato solo per le murature storiche, in quanto quelle più recenti sono realizzate con una specifica e ben definita tecnica costruttiva ed i valori in Tabella 13 rappresentano già la possibile varietà di comportamento.

In presenza di murature consolidate, o nel caso che si debba valutare la sicurezza dell'edificio rinforzato, è possibile valutare le caratteristiche meccaniche per alcune tecniche di intervento, attraverso i coefficienti indicati in Tabella 11D, secondo le seguenti modalità:

consolidamento con iniezioni di malta: si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G); nel caso in cui la muratura originale fosse stata classificata con malta di buone caratteristiche, il suddetto coefficiente va applicato al valore di riferimento per malta di scadenti caratteristiche (ciò è dovuto al fatto che il risultato ottenibile attraverso questa tecnica di consolidamento è, in prima approssimazione, indipendente dalla qualità originaria della malta; in altre parole, nel caso di muratura con malta di buone caratteristiche, l'incremento di resistenza e rigidità ottenibile è percentualmente inferiore);

consolidamento con intonaco armato sulle due facce: si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G); per i parametri di partenza della muratura non consolidata non si applica il coefficiente relativo alla connessione trasversale, in quanto l'intonaco armato, eseguito con collegamenti trasversali realizza, tra le altre, anche questa funzione;

consolidamento con diaframi artificiali: in questo caso si applica il coefficiente indicato per le murature dotate di una buona connessione trasversale.

I valori sopra indicati per le murature consolidate sono da considerarsi come riferimento nel caso in cui non sia comprovata, con opportune indagini sperimentali, la reale efficacia dell'intervento e siano quindi misurati, con un adeguato numero di prove, i valori da adottarsi nel calcolo.

Tabella 11D Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella 13) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; presenza di ricorsi o listature; presenza sistematica di connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

Tipologia di muratura	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessioni e trasversale	Iniezioni di malta	Intonaco armato
A - Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5
B - Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	1,4	1,2	1,5	1,7	2
C - Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5
D - Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	-	1,5	1,7	2
E - Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	-	1,2	1,2	1,2
F - Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	-	1,3	1,5	1,5
G - Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI)	1,3	-	-	-	1,3
H - Muratura in blocchi laterizi forati (perc. foratura < 45%)	1,3	-	-	-	1,3
I - Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	1,3	-	-	-	1,3
L - Muratura in blocchi di calcestruzzo (perc. foratura tra 45% e 65%)	1,3	-	-	-	1,3
M - Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni	1,3	-	-	-	1,3

TAB 5 - Tabella 11D Coefficienti correttivi dei parametri meccanici

3.4 - Controlli

Occorrerà indagare almeno i seguenti aspetti mediante controlli mirati:

- possibilità di funzionamento a lastra dei solai con sufficiente rigidità e resistenza; nei collegamenti sono da prevedere azioni di scorrimento parallele ai collegamenti e sforzi di trazione e compressione, ortogonali ai collegamenti (vincolo monolatero);
- possibilità di decompressione delle strutture voltate;
- efficacia di eventuali cordoli introdotti con passati interventi di ristrutturazione.

Per le coperture si devono distinguere due situazioni:

- presenza di tipologie tipiche dell'impianto originario nelle vecchie costruzioni, con copertura a tetto con ordito in legno e impalcato in tavole o pannelle di laterizio, talvolta impostate su capriate in legno; nelle linee di gronda si può trovare un cornicione in muratura (realizzato con elementi apparecchiati a romanella su filari sovrapposti ad oggetto variabile) oppure una ventaglia in legno e laterizio;
- solai in latero-cemento armato, anche su travi in cemento armato, con cornicioni in cemento armato, tipici nelle recenti costruzioni ed in vecchie costruzioni ristrutturate, ove non sempre sono presenti i cordoli.

La prima tipologia presenta una modesta rigidità a lastra; va controllato che le travi, se disposte secondo le linee di massima pendenza, siano efficacemente ancorate per evitare spinte sulle murature. In corrispondenza delle capriate si possono avere concentrazioni di sforzo che, se non adeguatamente presidiate, determinano la compromissione locale delle murature.

Nella seconda moderna tipologia, si ha in genere resistenza e rigidità nel funzionamento di lastra; possono essere pericolose alcune situazioni quali:

- travetti in cemento armato non ancorati a cordoli;
- solaio e cornicione, con travi a spessore, molto pesanti.

3.5 - Simbologia

Nei progetti dovrà essere utilizzata una simbologia il più possibile unitaria, sia nella descrizione dei materiali costituenti l'edificio, sia nella descrizione dei danni riscontrati.

Una simbologia suggerita è riportata nelle tabelle seguenti.

1 CARATTERISTICHE E MATERIALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI			
1A - ELEMENTI PORTANTI VERTICALI (in pianta) (2)			
	ciottoli o pietra sbazzata		blocchi in cls forato
	pietrame squadrato		cls armato e non armato
	muratura a sacco		laterizio pieno
	pietrame e laterizio		laterizio semipieno
	pietrame e cls		laterizio forato
	laterizio e cls		legno
	blocchi in cls pieno		
1B - ARCHITRAVI (in alzato)			
	in pietra		in c.a.
	in laterizio armato		in legno
1C - ARCHI (in alzato)			
	in pietra		in c.a.
	in laterizio		
1D - SOLAI / COPERTI (in pianta) (3)			
	in legno		soletta in c.a.
	in latero-cemento		in ferro
	in ferro e laterizio		presenza di orditura secondaria (se di materiale diverso specificare)
	in legno e c.a.		
1E - VOLTE (in pianta)			
	in pietra		in c.a.
	in laterizio		in latero-cemento
1F - SCALE (in pianta)			
	in legno		in pietra
	in ferro		in c.a.

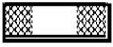


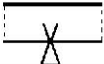
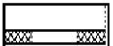
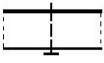
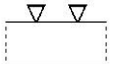
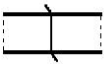


NOTE

(0) Dai documenti tecnici adottati dalla regione Emilia Romagna

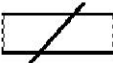
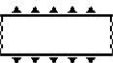
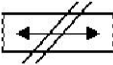
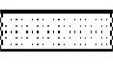

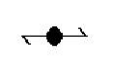
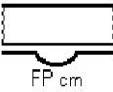
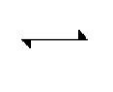
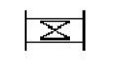
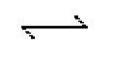
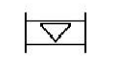


(1) Scala preferibilmente 1:50

(2) Riferite alle pareti del piano rappresentato in pianta

(3) Riferite al solaio rappresentato in pianta

2 COLLEGAMENTI (solo in pianta) (4)			
	cordolo continuo a tutto spessore		catene o tiranti
	cordolo continuo a spessore parziale		collegamento della soletta in c.a. alle murature d'ambito
	cordolo in aderenza		collegamento di travi in legno alle murature d'ambito con lame o piastre
	cordolo discontinuo (coda di rondine)		pareti non ammorsate
	cordolo costituito da perforazioni armate		pareti ammorsate o con altro tipo di collegamento

(4) In alzato va data la rappresentazione geometrico-descrittiva

3 DEGRADO E DISSESTO (solo in pianta) (5)			
	lesione isolata (5)		area di cedimento delle fondazioni
	lesione diffusa (5)		umidità
	lesione a croce (5)		orditura di solaio inflessa
 FP cm	strapiombo muratura soprastante - se interno + se esterno (in pianta al P.T.)		orditura di solaio molto fatiscente
	schacciamento		orditura di solaio sfilata dagli appoggi
	crollò		distacco delle superfici di protezione
	lesione di architrave		

(5) In alzato usare grafia descrittiva.

4 - ALLEGATO B – ABACO MURATURA²

Nel manuale della scheda di agibilità, tenendo conto del materiale utilizzato e della sua tessitura nel paramento, della qualità del legante e delle modalità costruttive, prevede una distinzione delle strutture in muratura in due classi:

Muratura di tipo I : a tessitura irregolare e di cattiva qualità :

Questo tipo di muratura di pietra naturale manifesta un comportamento sfavorevole caratterizzato da:

- elevata vulnerabilità per azioni fuori del piano, con tendenza allo scompaginamento ed allo sfaldamento dell'apparecchio murario, anche per instabilità dei singoli paramenti mal collegati o non collegati, sotto carichi verticali;
- scarsa resistenza per azioni nel piano, a causa sia della scarsa resistenza intrinseca dei materiali, ed in particolare della malta, sia per lo scarso attrito che può svilupparsi tra gli elementi lapidei, in relazione alla configurazione dell'apparecchio murario.

In conseguenza di ciò i meccanismi di danneggiamento di questo tipo di muratura portano sovente a crolli rovinosi sotto azioni di medio-bassa intensità.

Muratura di tipo II : a tessitura regolare e di buona qualità

Questo tipo di muratura di pietra naturale o artificiale manifesta un comportamento favorevole caratterizzato da:

- bassa vulnerabilità per azioni fuori del piano, sempre che la parete sia correttamente vincolata superiormente ed inferiormente a solai rigidi o semirigidi, in grado di ridistribuire le azioni sismiche alle pareti parallele all'azione, con comportamento monolitico della parete;
- media o elevata resistenza per azioni nel piano della parete, grazie alla resistenza intrinseca dei materiali, in particolare della malta, e/o per l'attrito che può svilupparsi tra i blocchi o gli elementi lapidei, in relazione alla configurazione regolare dell'apparecchio murario.

In conseguenza di ciò i meccanismi di danneggiamento di questo tipo di muratura non determinano crolli sotto azioni di media intensità. I collassi sotto azioni di elevata intensità avvengono in maniera progressiva, e sono prevalentemente legati allo sviluppo di lesioni diagonali nel piano con dislocazioni eccessive di porzioni di muratura.

Allo scopo di guidare il rilevatore nel riconoscimento e nella corretta assegnazione della tipologia costruttiva viene proposta nelle Tabelle allegate una classificazione più dettagliata della muratura, che tiene conto della varietà di situazioni che caratterizzano il panorama costruttivo italiano.

Di essa viene fornita una documentazione grafica e fotografica organizzata attraverso abachi riepilogativi, nei quali, per ciascuna tipologia muraria, viene suggerita l'attribuzione ai tipi I e II previsti nella scheda.

Il suggerimento non vincola il rilevatore, il quale giudicherà in sito, sulla base della propria sensibilità ed esperienza, la più corretta attribuzione.

Un primo abaco (Tabella 3.2) propone una classificazione fondata sull'analisi del paramento esterno (1° livello di conoscenza), che è quanto di più facilmente riconoscibile dal rilevatore ad una prima analisi visiva della superficie esterna o interna non intonacata. Su tali basi la muratura viene classificata in tre grandi famiglie:

- muratura irregolare (cod. **A**), costituita da elementi informi, che si possono presentare o come ciottoli di fiume, di piccole o medie dimensioni, levigati e con spigoli dalla forma decisamente arrotondata (provenienti dalle alluvioni o da letti di torrenti e fiumi) o come scapoli di cava, scaglie, etc., ovvero elementi di diversa pezzatura a spigoli vivi, generalmente in calcare o pietra lavica;
- muratura sbazzata (cod. **B**), costituita da elementi sommariamente lavorati, dal taglio non perfettamente squadrato, che si presentano in forma pseudo - regolare o con orditura lastriforme di pietra detta a soletti;
- muratura regolare (cod. **C**), realizzata con elementi dal taglio regolare perfettamente squadrato, quale viene consentito dal tufo e da talune pietre, nonché naturalmente dal laterizio.

In tutti i casi la tessitura può essere (codice **CR**) o non essere (codice **SR**) rinforzata con ricorsi di mattoni o pietre regolari con passo abbastanza costante (dello stesso ordine di grandezza dello spessore).

L'analisi del paramento esterno da sola può non essere sufficiente a distinguere una muratura di cattiva qualità (tipo I) da una di buona qualità (tipo II). Il gruppo di lavoro ha sottoposto l'abaco riportato in allegato al giudizio di tecnici e ricercatori con esperienza di osservazione del danno sismico agli edifici in muratura. Ne sono derivate le statistiche di classificazione riportate nella colonna Assegnazioni dell'abaco: è evidente la notevole incertezza particolarmente per quanto riguarda la muratura sbazzata (codice **B**).

² 2000 - Servizio Sismico nazionale - Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti : manuale per la compilazione della scheda di 1° livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica

E' pertanto opportuno acquisire ulteriori informazioni su:

- *la qualità della malta (II° livello di conoscenza); valutata in situ attraverso un test di scalfittura, al fine di distinguere malte di cattiva qualità molto friabili, che si sgretolano tra le mani (Mc), da malte di buona qualità più resistenti (Mb: ad es. malte cementizie).*
- *la sezione muraria (III° livello di conoscenza), distinta nei due casi di muratura con paramenti ben collegati (Pc) e paramenti scollegati o mal collegati (Ps); è il caso di molte murature povere a sacco. Nelle ispezioni post-sisma la geometria della sezione è spesso osservabile in edifici che hanno subito crolli parziali. Alcuni casi tipici sono riportati rispettivamente nelle Figure 3.1 e 3.2.*

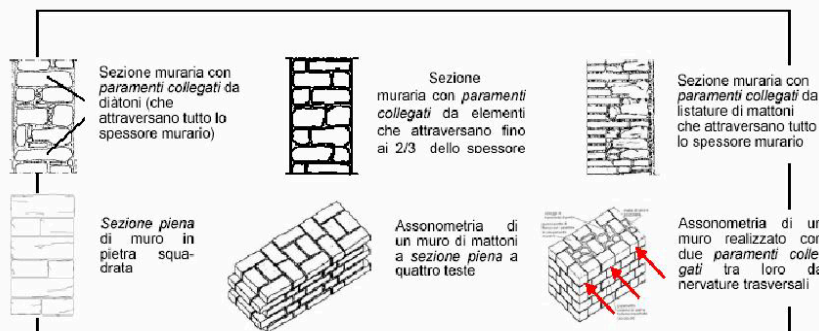


Fig. 3.1 - Pc: sezione a paramenti ben collegati o ad unico paramento (sezione piena)

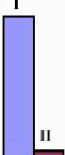
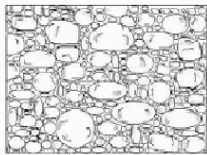
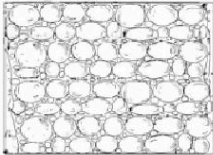
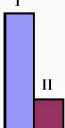
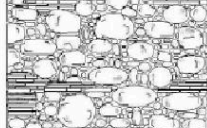
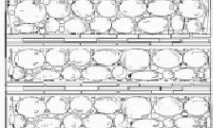
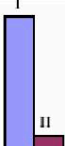
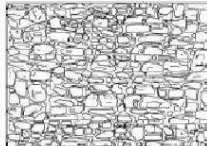
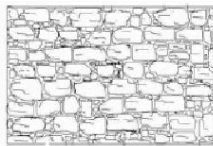
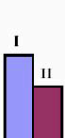


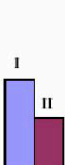
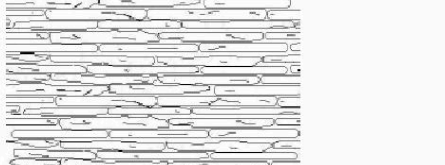

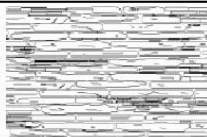
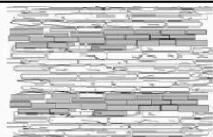


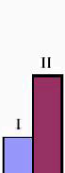
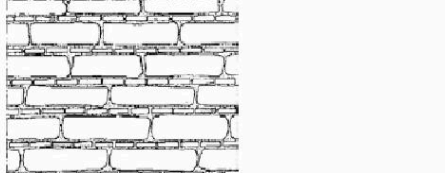
Anche in funzione di queste ulteriori variabili, gli abachi allegati propongono, attraverso una tabella di attribuzione, la più probabile assegnazione del paramento osservato ai tipi I e II previsti nella scheda. Le incertezze di classificazione si riducono progressivamente, anche se in alcuni casi restano sensibili. In ogni caso si rinvia al giudizio finale del rilevatore la classificazione più opportuna.



Fig. 3.2 - Ps: sezione a paramenti con elementi scollegati o male ammassati, come evidenziato da crolli rovinosi provocati da sisma.

Si riporta a titolo esemplificativo nella Fig. 3.3 una delle tabelle di attribuzione che negli abachi (Tabelle 3.3 e 3.4 per le murature irregolari; 3.5 per le murature sbazzate; 3.6 per le murature regolari) sono associate a ciascuna tipologia di paramento murario. La lettura della tabella consente di orientarsi nell'assegnazione ai tipi I e II della muratura che si sta analizzando; ciò sia nel caso in cui sia disponibile la sola informazione sulla malta (suggerimento riportato nel campo II° livello di conoscenza), sia nel caso in cui si riescano a rilevare contemporaneamente la qualità della malta ed il tipo di sezione muraria (suggerimento riportato

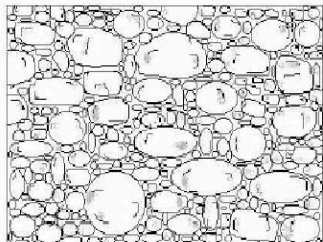
Tab 3.2 . ABACO DELLE MURATURE basato sul Paramento esterno (1° livello di conoscenza)

Tipo	Tipo di elementi	Codice Tipo	Codice Ricorsi	Assegnazione	Esempi di Tessitura	
MURATURA IRREGOLARE COD. A	<i>Pietra arrotondata o ciottoli di fiume di piccole o medie dimensioni</i>	A1	SR (no)			
			CR (si)			
	<i>Pietra grezza o pietrame: scapoli di cava, scaglie, pietre di pezzature varia</i>	A2	SR (no)			
			CR (si)			
MURATURA SBOZZATA COD. B	<i>Elementi lastriformi ("pietra a soletti")</i>	B1	SR (no)			
			CR (si)			
	<i>Elementi pseudo regolari sommaria - mente lavorati</i>	B2	SR (no)			
			CR (si)			

A1: PIETRA ARROTONDATA

Descrizione: costituita prevalentemente da elementi con superficie liscia e forma arrotondata, o da ciottoli di fiume di piccoli e medie dimensioni; si presenta tanto con tessitura disordinata quanto ordinata

Senza Ricorsi (S.R.)

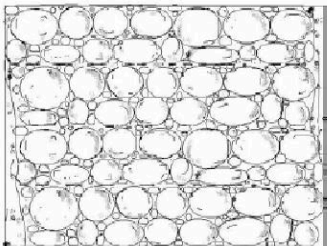


Attribuzione

I			
M _c		M _b	
I		I	
P _s	P _c	P _s	P _c
I	I	I	I



Senise (PZ): ciottoli con tessitura disordinata



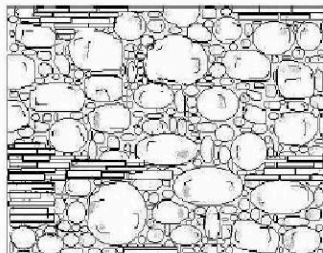
Attribuzione

I			
M _c		M _b	
I		I	
P _s	P _c	P _s	P _c
I	I	I	I



Assisi: ciottoli di varia natura con tessitura ordinata

Con Ricorsi (C.R.)

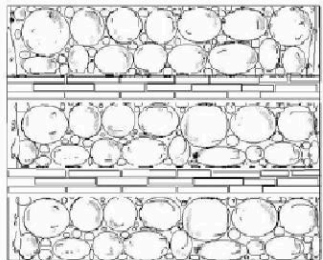


Attribuzione

I			
M _c		M _b	
I		I	
P _s	P _c	P _s	P _c
I	I	I	I



Sassuolo (MO): ciottoli e mattoni



Attribuzione

I			
M _c		M _b	
I		I	
P _s	P _c	P _s	P _c
I	I	I	II



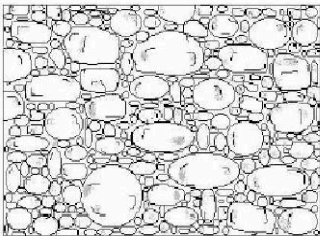
Benevento: muratura di pietrame con ricorsi laterizi

Tab. 3.3 ABACO DELLE MURATURE IRREGOLARI (Cod. A1) (2° e 3° livello di conoscenza)

A1: PIETRA ARROTONDATA

Descrizione: costituita prevalentemente da elementi con superficie liscia e forma arrotondata, o da ciottoli di fiume di piccoli e medie dimensioni; si presenta tanto con tessitura disordinata quanto ordinata

Senza Ricorsi (S.R.)

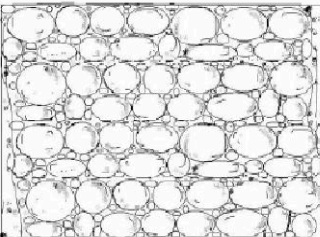


Attribuzione

I			
M _c		M _b	
I		I	
P _s	P _c	P _s	P _c
I	I	I	I



Senise (PZ): ciottoli con tessitura disordinata



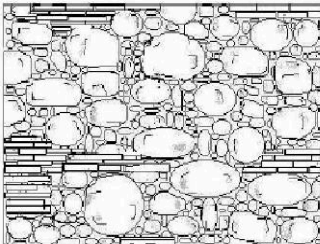
Attribuzione

I			
M _c		M _b	
I		I	
P _s	P _c	P _s	P _c
I	I	I	I



Assisi: ciottoli di varia natura con tessitura ordinata

Con Ricorsi (C.R.)

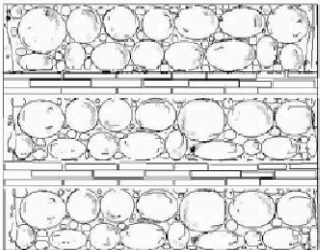


Attribuzione

I			
M _c		M _b	
I		I	
P _s	P _c	P _s	P _c
I	I	I	I



Sassuolo (MO): ciottoli e mattoni



Attribuzione

I			
M _c		M _b	
I		I	
P _s	P _c	P _s	P _c
I	I	I	II



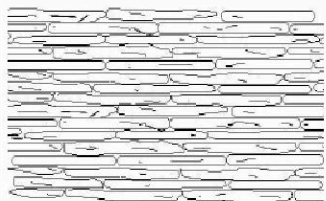
Benevento: muratura di pietrame con ricorsi laterizi

Tab. 3.5: ABACO DELLE MURATURE SBOZZATE (Cod. B) (2° e 3° livello di conoscenza)

B1: PIETRA LASTRIFORME

Descrizione: costituita generalmente da elementi semilavorati, lastriformi ("pietra a soletti") ottenuti da rocce di scarsa potenza che tendono a sfaldarsi lungo il loro piano orizzontale. La forma quasi regolare degli elementi esclude quasi sempre la tessitura disordinata.

Senza Ricorsi (S.R.)



Attribuzione

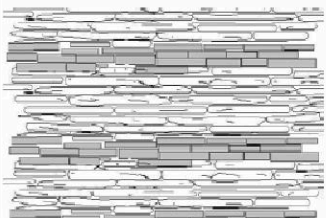
I - II

Mc		Mb	
I		I/II	
Ps	Pc	Ps	Pc
I	I/II	I	II



Nocera Umbra (PG)

Con Ricorsi (C.R.)



Attribuzione

I - II

Mc		Mb	
I		II	
Ps	Pc	Ps	Pc
I	II	II	II

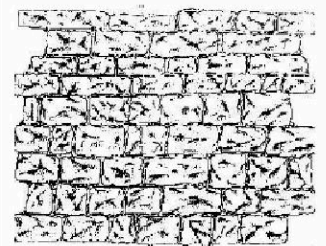


San Leo (PS)

B2: PIETRA PSEUDO REGOLARE

Descrizione: Costituita da pietra semilavorata quasi regolare e di dimensioni maggiori rispetto alla precedente. La pseudo regolarità degli elementi esclude la tessitura disordinata.

Senza Ricorsi (S.R.)



Attribuzione

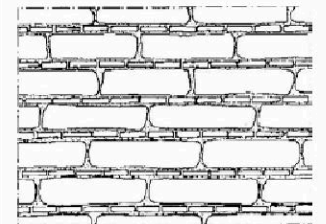
I - II

Mc		Mb	
I/II		I/II	
Ps	Pc	Ps	Pc
I	II	I	II



Cerchiara (CS): pietra calcarea semilavorata

Con Ricorsi (C.R.)



Attribuzione

I - II

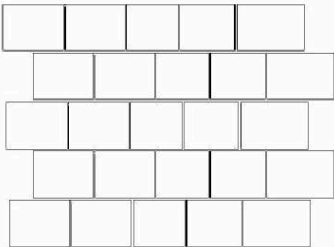
Mc		Mb	
I/II		II	
Ps	Pc	Ps	Pc
I	II	I	II

Tab. 3.6: ABACO DELLE MURATURE REGOLARI (Cod. C) (2° e 3° livello di conoscenza)

C1: PIETRA SQUADRATA

Descrizione: costituita da pietre squadrate di forme prestabilite. La regolarità degli elementi esclude la tessitura disordinata

Senza Ricorsi (S.R.)



Attribuzione

I - II			
Mc	Mb		
I/II	II		
Ps	Pc	Ps	Pc
I	II	I/II	II

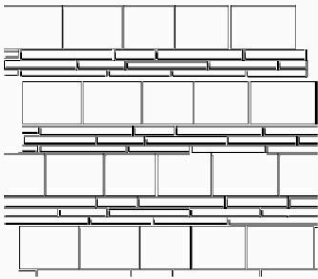


Favignana (TP)



Benevento: tufo vulcanico

Con Ricorsi (C.R.)



Attribuzione

II			
Mc	Mb		
I/II	II		
Ps	Pc	Ps	Pc
I/II	II	II	II

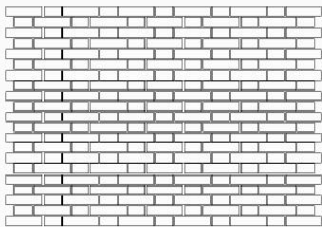


Napoli: tufo vulcanico e mattoni

C2: MATTONI

Descrizione: costituita da elementi laterizi che per la loro regolarità escludono la tessitura disordinata

Senza Ricorsi (S.R.)



Attribuzione

II			
Mc	Mb		
II	II		
Ps	Pc	Ps	Pc
I/II	II	II	II



Nocera Umbra (PG)

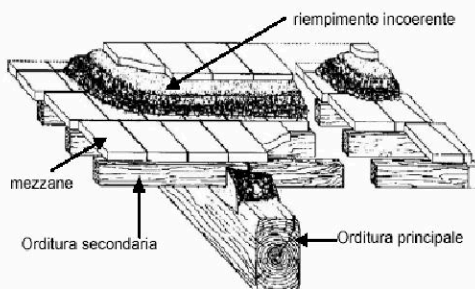
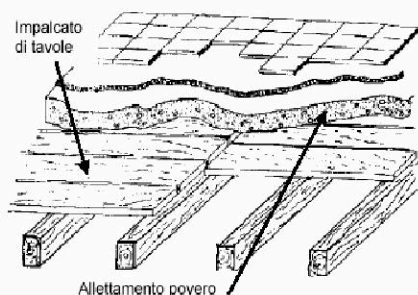
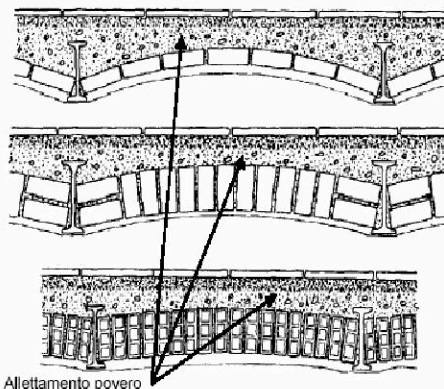
Tab. 3.7: ABACO DELLE TIPOLOGIE DEI SOLAI PIANI

4 TRAVI CON SOLETTA DEFORMABILE**Descrizione:**

Solai in legno a semplice o doppia orditura (travi e travicelli) con tavolato ligneo semplice o elementi laterizi (mezzane), eventualmente finito con caldana in battuto di lapillo o materiali di risulta (cretonato).

Solai in putrelle e voltine realizzate in mattoni, pietra o conglomerati.

In entrambi i casi se è stata realizzato un irrigidimento, mediante tavolato doppio o, meglio ancora, soletta armata ben collegata alle travi, tali solai potrebbero intendersi rigidi o semirigidi, in base al livello di collegamento tra gli elementi.

Solaio in legno con mezzane**Solaio in legno con tavolato a semplice orditura****Solaio con travi di ferro e voltine**

5 TRAVI CON SOLETTA SEMIRIGIDA

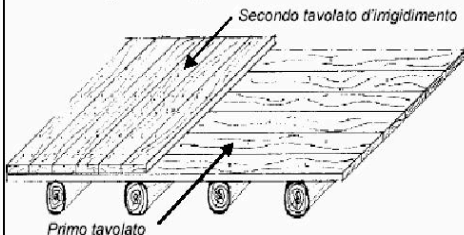
Descrizione:

Solai in legno con doppio tavolato incrociato eventualmente finito con una soletta di ripartizione in cemento armato.

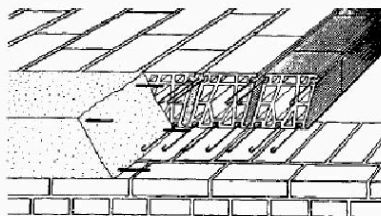
Solai in putrelle e tavelloni ad intradosso piano.

Solai in laterizi prefabbricati tipo SAP.

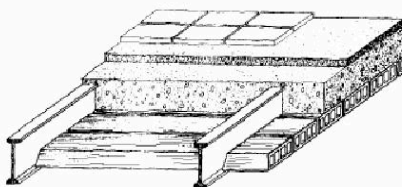
Solaio in legno con doppio tavolato



Solaio in prefabbricato del tipo SAP



Solaio in ferro e tavelloni



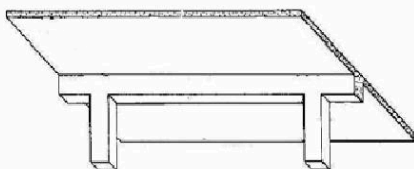
6 TRAVI CON SOLETTA RIGIDA

Descrizione:

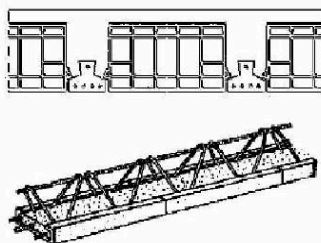
Solai in cemento armato a soletta piena.

Solai in latero-cemento con elementi laterizi e travetti in opera o prefabbricati.

Solaio in cemento armato a soletta piena



Solaio in cemento armato a travetti prefabbricati



Solaio in laterocemento gettato in opera



Stralcio dell'allegato 3C1:

ALLEGATO 3C
INDICAZIONI PER LA DIMOSTRAZIONE DEL DANNO
(PR.U.VER - PROTOCOLLO UNICODI VERIFICA DEI PPS-PS)

Per la dimostrazione del danno fare riferimento ai criteri generali adottati dai gruppi tecnici di verifica opportunamente adeguati al livello di progettazione esecutiva.

ESEMPIO DI DIMOSTRAZIONE DEL LIVELLO DI DANNO
EDIFICI IN MURATURA

La dichiarazione del nesso di causalità, resa dal tecnico progettista, è sufficiente che riporti la seguente dicitura : “edificio danneggiato dall'evento sismico del 2002”.

La dimostrazione del danno da parte del tecnico dovrà essere effettuata come di seguito indicato:

- Nel caso del danno provocato soltanto dal sisma del 2002 seguendo le indicazioni contenute nel presente documento;
- Nel caso di danno accentuato dal sisma del 2002 dimostrando tale condizione anche attraverso :
 - il confronto tra una documentazione fotografica e tecnica antecedente il sisma del 2002 e una successiva allo stesso evento;
 - una documentazione tecnica che consenta di riconoscere la datazione del danneggiamento rilevato a seguito del sisma del 2002 (epoca delle fessurazioni e dei dissesti).

LIVELLO DI DANNO SIGNIFICATIVO

Il livello di danno significativo è raggiunto quando almeno una della quattro condizioni di seguito indicate è soddisfatta.

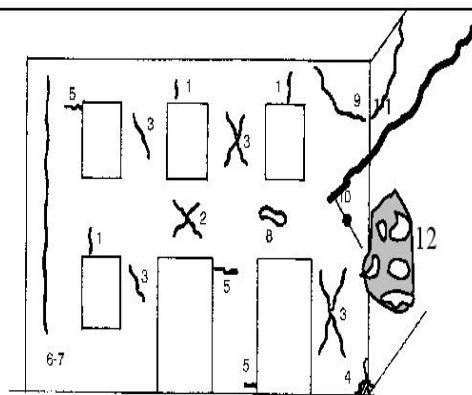
Per la dimostrazione della condizione di danno rappresentare sul rilievo dello stato di fatto il quadro fessurativo nel livello maggiormente danneggiato con riferimento alla documentazione fotografica.

Livello di danno	Condizioni del danno significativo
Danno significativo	<ol style="list-style-type: none"> 1. lesioni diffuse di qualunque tipo nelle murature portanti o negli orizzontamenti per un'estensione pari almeno al 30% della superficie totale degli elementi resistenti interessati a qualsiasi livello 2. lesioni concentrate nelle murature o nelle volte di ampiezza pari almeno a 3 mm; 3. schiacciamenti nelle murature e/o nelle volte; 4. distacchi ben definiti tra strutture portanti orizzontali e verticali e all'intersezione dei maschi murari. 5.

livello di danno significativo – linee di indirizzo CTS – parte II

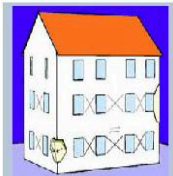
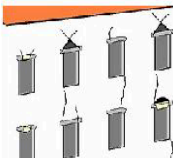
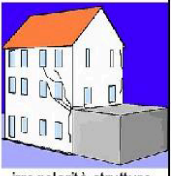

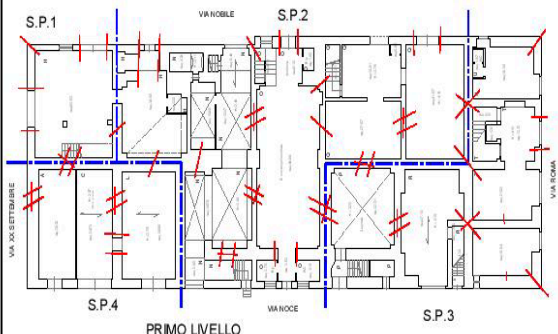


Condizione n.1 : lesioni diffuse di qualunque tipo nelle murature portanti o negli orizzontamenti per un'estensione pari almeno al 30% della superficie totale degli elementi resistenti interessati a qualsiasi livello

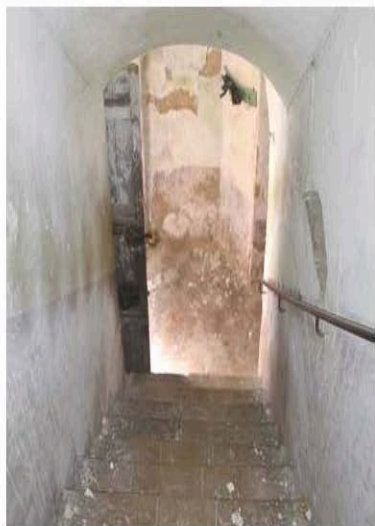
- Si intendono per lesioni diffuse quelle di ampiezza limitata (minore di 3 mm) non passanti che possono essere di qualunque tipo (trazione, compressione, taglio..) e andamento (verticale, orizzontale, inclinato..); sono caratterizzate da una distribuzione nel piano delle murature portanti con estensione pari alle dimensioni dei conci murari, nella maggior parte parallele tra di loro, e visibili su uno o su entrambi i lati dell'elemento strutturale. Bisogna fare attenzione a distinguere tali lesioni da quelle da schiacciamento (condizione 3) e da quelle relative ai distacchi tra le strutture portanti verticali ed orizzontali negli incroci murari (condizione 4);.
- Le murature portanti coincidono con le pareti aventi funzione strutturale ad eccezione delle tramezzature senza alcuna funzione portante. Per parete si intende il pannello murario portante individuato tra due incroci strutturali di murature portanti verticali e due orizzontamenti. Nel computo della superficie della parete è possibile considerare il vuoto strutturale quando le dimensioni sono modeste ed è presente il cerchiaggio del vuoto o la piattabanda e i montanti hanno una resistenza elevata (maggiore della muratura della parete).
- Per orizzontamento si intende un campo (di solaio, di volta..) tra 4 o più pareti portanti;
- Gli elementi resistenti coincidono con le murature portanti e con tutti gli elementi strutturali che concorrono alla risposta strutturale del corpo di fabbrica sia per carichi verticali che orizzontali compreso quindi gli elementi di collegamento tra i maschi murari in corrispondenza delle aperture (porte e finestre).



Schema di riferimento per le lesioni alle murature

- 1: Lesioni ad andamento pressoché verticale sulle architravi di aperture
- 2: lesioni ad andamento diagonale nelle fasce di piano (parapetti di finestre, architravi)
- 3: lesioni ad andamento diagonale in elementi verticali (maschi murari)
- 4: schiacciamento locale della muratura con o senza espulsione di materiale
- 5: lesioni ad andamento pressoché orizzontale in testa e/o al piede di maschi murari
- 6: lesioni ad andamento pressoché verticale in corrispondenza di incroci fra muri
- 7: come 6 ma passanti
- 8: espulsione di materiale in corrispondenza degli appoggi di travi dovuta a martellamento;
- 9: formazione di cuneo dislocato in corrispondenza della intersezione fra due pareti ad angolo
- 10: rottura di catene o sfilamento dell'ancoraggio;
- 11: lesioni ad andamento orizzontale in corrispondenza dei solai o sottotetto
- 12: distacco di uno dei paramenti di un muro a doppio paramento

Condizione	Dimostrazione danno	Meccanismi associati	
n. 1- lesioni diffuse di qualunque tipo nelle murature portanti o negli orizzontamenti per un'estensione pari almeno al 30% della superficie totale degli elementi resistenti interessati a qualsiasi livello	<p>Sul rilievo geometrico dello stato di fatto riportare il quadro fessurativo e i punti di scatto delle foto. Scala almeno 1:200.</p> <p>Per il computo della superficie degli elementi interessati da lesioni diffuse dovrà risultare verificata almeno una delle 3 condizioni di seguito indicate:</p> <ul style="list-style-type: none">- lesioni diffuse nel singolo elemento resistente; il 30% della superficie di un elemento resistente a qualsiasi livello risulta essere interessato da lesioni diffuse di ampiezza minore a 3 mm.- lesioni di ampiezza minore di 3 mm diffuse nel 30% della superficie delle murature portanti e degli orizzontamenti di almeno 1 livello del SP;- lesioni di ampiezza minore di 3 mm diffuse nel 30% delle strutture portanti e degli orizzontamenti dell'intero SP. <p>Nel computo della superficie della parete è possibile considerare il vuoto strutturale quando le dimensioni sono modeste ed è presente il cerchiaggio del vuoto o la piattabanda e i montanti hanno una resistenza elevata (maggiore della muratura della parete).</p>	 <p>da taglio</p>  <p>cedimento di architravi e piattabande</p>	 <p>irregolarità strutture adiacenti</p>  <p>da irregolarità del materiale e debolezze locali</p>
 <p>PRIMO LIVELLO</p>			
<p>Condizione C1 :SP1 e SP3 - le lesioni diffuse interessano una superficie maggiore del 30% di quella strutture verticali portanti – Condizione Verificata SP 2 condizione non verificata ;</p> <p>Condizione C4 : SP1 e SP3 - : sono presenti lesioni negli spigoli che evidenziano 'attivazione di un meccanismo di collasso – Condizione verificata;</p>			
			
Vista 1		Vista 2	



Vista 3

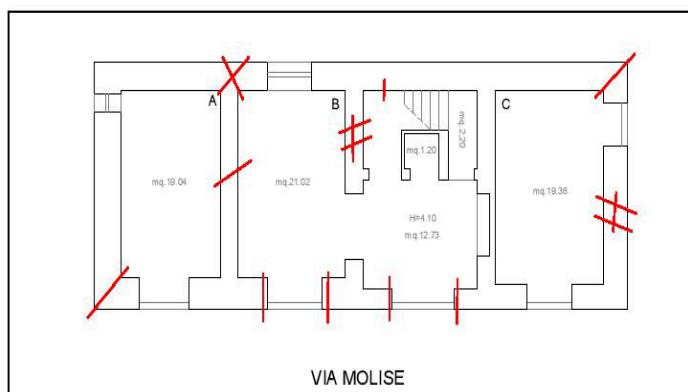


Vista 4

Condizione n.2 :

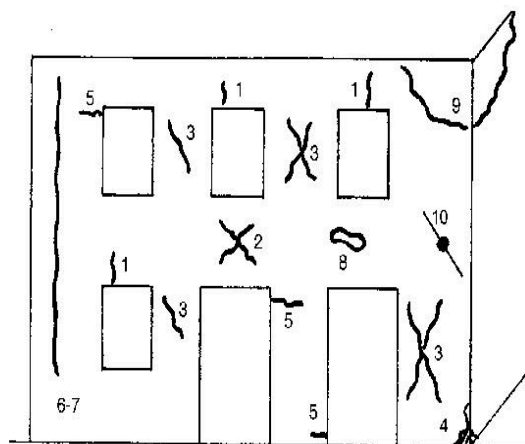
lesioni concentrate passanti nelle murature o nelle volte di ampiezza pari almeno a 3 mm;

Coincidono con le lesioni di entità medio grave dovute alla attivazione di un meccanismo di collasso nel piano o fuori del piano.



Per soddisfare la condizione n.2 è sufficiente rilevare la presenza di almeno 2 lesioni di ampiezza pari almeno a 3 mm nelle murature portanti o nelle volte. Indicare le lesioni nello schema grafico unitamente ai punti di scatto della documentazione fotografica.

Condizione n. 3 : sono presenti schiacciamenti nelle murature e/o nelle volte



esempi di lesioni – manuale di agibilità SSN-GNDT

lesioni tipo n.4 - schiacciamento locale della muratura con o senza espulsione di materiale

Lesioni (tipo 4) di lieve-media entità imputabili a schiacciamento locale della muratura con sgretolamento della malta e/o di elementi lapidei o laterizi, con o senza espulsione di materiale. Questo tipo di danneggiamento può indicare un superamento localizzato della resistenza a compressione della muratura, magari favorito da condizioni di maggior degrado e minor confinamento tipiche degli angoli.

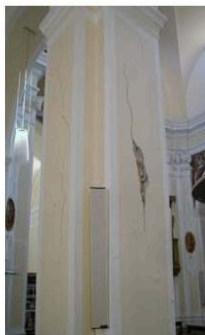
Va valutato con estrema attenzione, se limitato a un sintomo lieve può essere annoverato in questa categoria, altrimenti è elemento per passare al livello di danno superiore.

Ovviamente occorre attenzione per non confondere questa diagnosi con fenomeni che possono dare sintomi simili, come, ad esempio, le espulsioni di intonaco dovute all'effetto combinato di rigonfiamenti per umidità e a qualche lieve scuotimento (magari vibrazioni da traffico). In questi casi è opportuno tentare di eliminare localmente l'intonaco per esaminare la muratura (rif. Manuale di agibilità SSN-GNDT).

Il comportamento delle murature rispetto a questo meccanismo di danno è in genere abbastanza fragile, in special modo per la muratura di mattoni pieni e ancor più per quella in elementi forati, quindi questo tipo di danno va valutato con estrema attenzione. La gravità dipende dall'estensione, indice di una più o meno compromessa capacità portante verticale, dalla tipologia muraria e dalla geometria.

Se esistono le condizioni per una forte concentrazione di tensioni verticali (ad esempio per la presenza di aperture che riducono la sezione resistente) ed in edifici di altezza non trascurabile e con cattivo stato di conservazione delle murature, il rischio strutturale può ritenersi elevato.

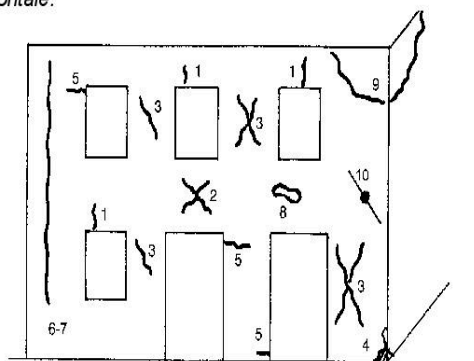
Le lesioni da schiacciamento possono essere di qualunque ampiezza.



Condizione n. 4 : distacchi ben definiti tra strutture portanti orizzontali e verticali e all'intersezione dei maschi murari.

Lesioni (tipo 6 e 7) di distacco delle pareti, in corrispondenza degli incroci. Questo tipo di lesioni, specie quelle passanti, indicano la perdita di connessione fra murature ortogonali, il che può portare progressivamente alla formazione di setti scollegati. Il livello di danno di solito è associato ai meccanismi di I modo per azioni fuori del piano (ribaltamento) ed è visibile in corrispondenza della parte alta delle pareti perimetrali negli incroci murari. (rif. manuale di agibilità- SSN-GNDT). I distacchi possono essere evidenziati da lesioni di qualunque ampiezza e sono dovuti ad una elevata vulnerabilità dell'elemento strutturale al meccanismo attivato (assenza di collegamenti di piano, ammorsamenti murari deboli, campi di muratura molto ampi). Questo tipo di danno è, di solito, associato a meccanismi di collasso di ribaltamento che rappresentano la maggior parte dei meccanismi attivati dalla crisi sismica del 2002 e rilevabili anche in zone per le quali è stata rilevata una *Imcs* bassa (minore di 6).

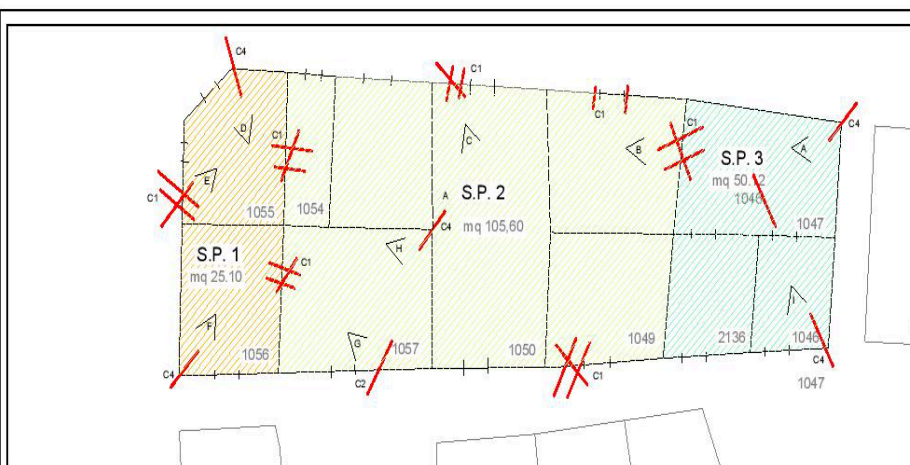
Il distacco ben definito è presente quando la lesione ha una estensione pari almeno ad 1 m ed è visibile lungo l'incrocio verticale e/o orizzontale.



esempi di lesioni – manuale di agibilità SSN-GNDT


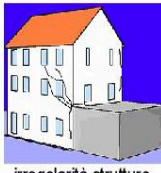


6: lesioni ad andamento pressoché verticale in corrispondenza di incroci fra muri

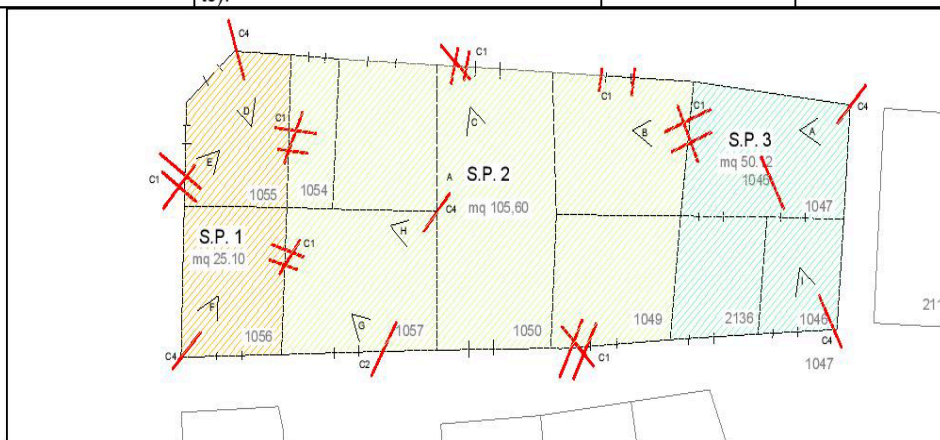
7: come 6 ma passanti



Le lesioni negli incroci delle pareti verticali e degli orizzontamenti evidenziano l'attivazione del meccanismo di ribaltamento (I modo) e il distacco tra le strutture verticali e quelle orizzontali. I distacchi devono essere ben definiti.

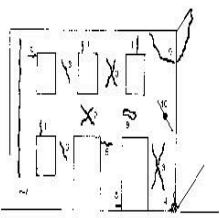




RIEPILOGO Danno significativo

Condizione	Dimostrazione danno	Meccanismi associati
<p>n. 1- lesioni diffuse di qualunque tipo nelle murature portanti o negli orizzontamenti per un'estensione pari almeno al 30% della superficie totale degli elementi resistenti interessati a qualsiasi livello</p>	<p><i>Sul rilievo geometrico dello stato di fatto del livello maggiormente danneggiato, in scala almeno 1: 200, riportare il quadro fessurativo e i punti di scatto delle fotografie.</i></p> <p><i>Per il computo della superficie degli elementi interessati da lesioni diffuse dovrà risultare verificata almeno una delle 3 condizioni di seguito indicate:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - lesioni diffuse nel singolo elemento resistente; il 30% della superficie di un elemento resistente a qualsiasi livello risulta essere interessato da lesioni diffuse di ampiezza minore a 3 mm. - lesioni di ampiezza minore di 3 mm diffuse nel 30% della superficie delle murature portanti e degli orizzontamenti di almeno 1 livello del SP; - lesioni di ampiezza minore di 3 mm diffuse nel 30% delle strutture portanti e degli orizzontamenti dell'intero SP. <p><i>Nel computo della superficie della parete è possibile considerare il vuoto strutturale quando le dimensioni sono modeste ed è presente il cerchiaggio del vuoto o la piattabanda e i montanti hanno una resistenza elevata (maggiore della muratura della parete).</i></p>	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  <p>da taglio</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>irregolarità strutture adiacenti</p> </div> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  <p>cedimento di architravi e piattabande</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>da irregolarità del materiale e debolezze locali</p> </div> </div>



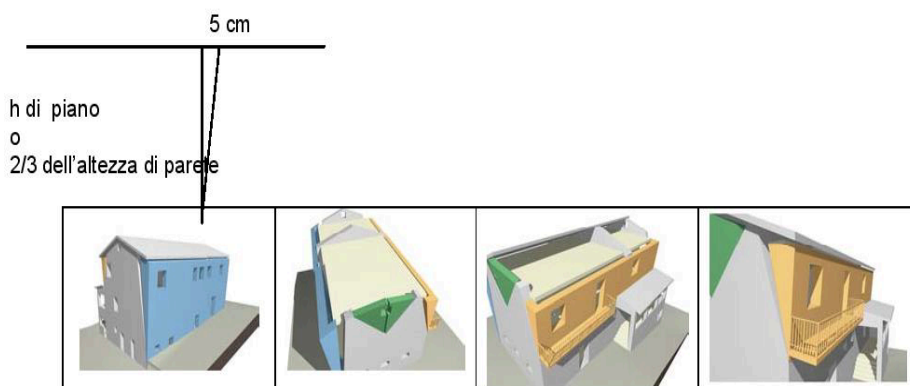
Condizione C1 : SP1 e SP3 - le lesioni diffuse interessano una superficie maggiore del 30% di quella strutture verticali portanti – Condizione Verificata SP 2 condizione non verificata ;

Condizione C4 : SP1 e SP3 - : sono presenti lesioni negli spigoli che evidenziano 'attivazione di un meccanismo di collasso – Condizione verificata;

Condizione	Dimostrazione danno		Meccanismi associati
n.2 - lesioni concentrate passanti nelle murature o nelle volte di ampiezza pari almeno a 3 mm;	<p><i>Coincidono con le lesioni di entità medio grave dovute alla attivazione di un meccanismo di collasso nel piano o fuori del piano.</i></p> <p>Per soddisfare la condizione n.2 è sufficiente rilevare la presenza di almeno 2 lesioni di ampiezza pari almeno a 3 mm nelle murature portanti o nelle volte. Indicare le lesioni nello schema grafico unitamente ai punti di scatto della documentazione fotografica.</p>		
n. 3 : sono presenti schiacciamenti nelle murature e/o nelle volte	<p><i>lesioni tipo n.4 - schiacciamento locale della muratura con o senza espulsione di materiale</i></p>		
n. 4 : distacchi ben definiti tra strutture portanti orizzontali e verticali e all'intersezione dei maschi murari.	<p><i>Questo tipo di lesioni, specie quelle passanti, indicano la perdita di connessione fra murature ortogonali, il che può portare progressivamente alla formazione di setti scollegati.</i></p> <p><i>Il livello di danno di solito è associato ai meccanismi di I modo per azioni fuori del piano (ribaltamento) ed è visibile in corrispondenza della parte alta delle pareti perimetrali negli incroci murari. (rif. manuale di agibilità- SSN-GNDT).</i></p> <p><i>I distacchi possono essere evidenziati da lesioni di qualunque ampiezza e sono dovuti ad una elevata vulnerabilità dell'elemento strutturale al meccanismo attivato (assenza di collegamenti di piano, ammorsamenti murari deboli, campi di muratura molto ampi).</i></p> <p><i>Questo tipo di danno è, di solito, associato a meccanismi di collasso di ribaltamento che rappresentano la maggior parte dei meccanismi attivati dalla crisi sismica del 2002 e rilevabili anche in zone per le quali è stata rilevata una Imcs bassa (minore di 6).</i></p> <p><i>Il distacco ben definito è presente quando la lesione ha una estensione pari almeno ad 1 m ed è visibile lungo l'incrocio verticale e/o orizzontale.</i></p>		 <p>da ribaltamento della parete</p>   <p>da ribaltamento parziale della parete</p>

Livello di danno	Condizioni del danno GRAVE
Danno grave	<p>Si definisce danno grave quello consistente in almeno una delle condizioni di seguito definite:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. pareti con fuori piombo per una ampiezza superiore a 5 cm sull'altezza di un piano o comunque che riguardano un'altezza superiore ai 2/3 della parete stessa; 2. crolli parziali delle strutture verticali portanti che interessino una superficie superiore al 5% della superficie totale delle murature portanti; 3. crolli parziali delle strutture orizzontali che interessino una superficie superiore al 10% della superficie totale delle strutture portanti orizzontali; 4. lesioni diagonali passanti che in corrispondenza di almeno un livello interessino almeno il 30% della superficie totale delle strutture portanti del medesimo livello; 5. lesioni di schiacciamento che interessino almeno il 15% della superficie totale delle strutture portanti del medesimo livello.

- 1 pareti fuori piombo per una ampiezza superiore a 5 cm sull'altezza di un piano o comunque che riguardano un'altezza superiore ai 2/3 della parete stessa



Fuori piombo visibili in edifici antichi, se stabilizzati e non riattivati dal terremoto potrebbero essere ritenuti non influenti sulla sicurezza perché facenti parte ormai di un consolidato equilibrio statico complessivo. Ovviamente quanto più l'entità del fuori piombo è sensibile tanto più occorre considerare il quadro complessivo dell'edificio e valutare se tale danno possa ritenersi effettivamente ininfluente, discernendo i casi di fuori piombo dovuti, per esempio, ad usura delle murature, da quelli che denunciano spancamenti di tutto lo spessore di parete. In ogni caso l'importanza del fuori piombo dal punto di vista del rischio strutturale è condizionata dall'efficacia dei collegamenti agli impalcati. (manuale di agibilità scheda Aedes). I fuori piombo sono associati, nella maggior parte dei casi a meccanismi di ribaltamento parziale o totale delle pareti e di flessione verticale ed orizzontale.

1. crolli parziali delle strutture verticali portanti che interessino una superficie superiore al 5% della superficie totale delle murature portanti
2. crolli parziali delle strutture orizzontali che interessino una superficie superiore al 10% della superficie totale delle strutture portanti orizzontali;
3. lesioni diagonali passanti che in corrispondenza di almeno un livello interessino almeno il 30% della superficie totale delle strutture portanti del medesimo livello

Le lesioni diagonali sono associate, prioritariamente, ai meccanismi di taglio degli elementi strutturali resistenti.

Abaco dei danni alle strutture

Verticali Orizzontali Scale Non strutturali

Abaco dei danni alle strutture

COD	DESCRIZIONE DEL DANNO	LIVELLI DI DANNO	
		Leggenda	Gravemente
V1	Lesioni nel meccanismo di resistenza al taglio nei pannelli murari	<p>Lesioni di tipo I e II, con ridotta o nulla capacità portante originaria.</p>  <p>Foto: F_802</p>	<p>Lesioni di tipo I e II, con ridotta o nulla capacità portante originaria.</p>  <p>Foto: F_806</p>

Note e Commenti

Tali lesioni indicano il superamento della "resistenza al taglio" nei pannelli murari. Queste lesioni possono riscontrarsi ai vari livelli, tuttavia si localizzano principalmente a piani inferiori, con la maggiore incidenza delle pareti e degli infissi che sovrastano i tralicci, sotto l'azione statica, in una maggiore sollecitazione orizzontale che produce le caratteristiche lesioni a croce che evidenziano la rottura e il crollo dei tralicci diagonali. Le lesioni generano un forte aumento di resistenza a taglio e di resistenza.

V1 Meccanismi associati		Altre possibili evidenze di danno compatibili	
3	Da taglio dei pannelli per azioni nel piano	V3, V4, V5, V10, V11, V15, V16	H5, H11
6	Da rottura e sfondamento delle pareti	V7, V8, V11, V12	H10, H11, -?

Abaco dei danni alle strutture

Verticali Orizzontali Scale Non strutturali

Abaco dei danni alle strutture

COD	DESCRIZIONE DEL DANNO	LIVELLI DI DANNO	
		Leggenda	Gravemente
V2	Lesioni nel meccanismo di resistenza al taglio nei pannelli murari	<p>Lesioni di tipo I e II, con ridotta o nulla capacità portante originaria.</p>  <p>Foto: F_090</p>	<p>Lesioni di tipo I e II, con ridotta o nulla capacità portante originaria.</p>  <p>Foto: F_208a</p>

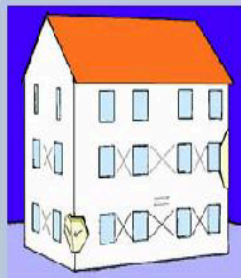
Note e Commenti

Tali lesioni indicano il superamento della resistenza a taglio nei pannelli murari delle pareti. Sono comuni frangere di tale genere localizzati ai livelli inferiori, con la maggiore incidenza delle pareti e degli infissi che sovrastano i tralicci, sotto l'azione statica, in una maggiore sollecitazione orizzontale che produce le caratteristiche lesioni a croce che evidenziano la rottura e il crollo dei tralicci diagonali. Le lesioni generano un forte aumento di resistenza a taglio e di resistenza.

V2 Meccanismi associati		Altre possibili evidenze di danno compatibili	
2	Da taglio dei pannelli per azioni nel piano	V3, V4, V5, V11, V15	H5, H11
6	Da rottura e sfondamento delle pareti	V1, V5, V11, V20	H10, H11, H12

TIPO

Ve piano



CAUSE

Meccanismo che dipende dalla resistenza a taglio del pannello murario e si produce quando la parete è soggetta ad azioni compatenti cicliche in entrambi i versi. Il meccanismo si manifesta con l'insorgenza della classica lesioni ad X, le quali evidenziano la formazione di biele compresse diagonali. Ciò nasce dalla scarsa capacità di reagire a sforzi di trazione da parte del materiale murario e quindi dell'impossibilità di trasferire lo sforzo tagliante lungo le direzioni isostatiche di trazione. Pertanto, parallelamente alle direzioni isostatiche di compressione, insorgono lesioni diagonali ai margini della biella compressa (cfr. Fig. 1).

Il meccanismo (e le lesioni ad esso associate) si localizza maggiormente ai piani inferiori, dove la maggiore massa delle pareti si traduce sotto l'azione di una forza di inerzia orizzontale più alta.

NOTE

La "duttilità" riconosciuta all'edificio murario fa sì che alcune murature conservino la loro capacità portante anche in presenza di estese lesioni. Alla muratura si riconosce la possibilità di assorbire energia attraverso considerevoli spostamenti, pertanto il collasso assoluto a questo tipo di meccanismo avviene per progressivo incedimento del quadro flessurativo fino ad assumere una configurazione geometrica tutt'al più alta a sopportare salti verticali (le lesioni prodotte corrispondono in maniera decisiva all'insorgenza di cracks verticali da tracce di incedimento di macerie verticali). Le lesioni associate a tale meccanismo possono localizzarsi nei maschi murari che nelle fasce di piano (in queste ultime ciò accade soprattutto quando sono presenti riduzioni della sezione orizzontale).

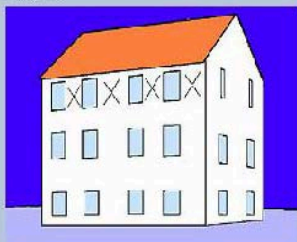
Foto **1 2 3 4 5 6 7 8 9**



F_303B

TIPO

Nel piano



CAUSE

Meccanismo meno comune del meccanismo 1. Le cause generali che lo inducono sono comunque le stesse. La localizzazione del quadro flessurativo ai piani superiori può essere determinata dalla eventuale variazione di spessore del pannello murario a quel livello, dalla presenza di coperture pesanti e/o da altre particolarità strutturali che interessano il solo livello superiore.

NOTE

Foto **1 2 3 4 5**



F_101B

CAPITOLO 6. TECNICHE DI INTERVENTO

Nell'ambito dell'edilizia storico-monumentale, storicamente, la Circolare del Ministero della Pubblica Istruzione – Direzione generale per le Antichità e Belle Arti del 21 luglio 1882 n. 683-bis. introduce il tema del consolidamento affermandone i criteri da seguire. In sintesi, si afferma l'importanza della scomposizione in parti dell'edificio, l'importanza del rifacimento con tecniche tradizionali e dei legamenti: *valutare «dove occorra adottare la scomposizione delle parti in cui la stabilità è alterata e la ricomposizione loro con materiale antico, e dove ricorrere a rifacimenti; e si possa pure avvisare ai legamenti che per avventura risultino necessari per impedire il rinnovamento dei danni».* Si sottolinea poi che *«In ogni caso [...] occorre che se anche si creda possibile non si tenti di far meglio degli antichi, ma quando si debba assolutamente rifare si rifaccia tale e quale era, affinché il monumento resti col suo vero carattere, a testimoniare il lavoro delle varie epoche per le quali è passato».*

Con la Conferenza Internazionale di esperti per la protezione e la conservazione dei monumenti d'arte e di storia (Atene, 21-30 ottobre 1931), al tema del consolidamento viene affiancata l'importanza delle indagini. Come si legge nella "Carta di Atene": *dopo aver messo in luce che «prima di ogni opera di consolidamento o di parziale restauro, [è necessaria] una indagine scrupolosa delle malattie a cui occorre prestare rimedio», si approva «l'impiego giudizioso di tutte le risorse della tecnica moderna, e più specialmente del cemento armato».* Si afferma inoltre *«che ordinariamente questi mezzi di rinforzo debbano essere dissimulati per non alterare l'aspetto e il carattere dell'edificio da restaurare».*

Un anno dopo, nelle “Norme per il Restauro dei Monumenti” , 1932, pubblicate sul Bollettino d'Arte del Ministero dell'Educazione Nazionale (Roma, Gennaio 1932), si introduce la possibilità di utilizzare materiali moderni, limitando allo stesso tempo, le aggiunte a episodi strettamente necessari: *«Che nelle aggiunte che si dimostrassero necessarie, o per ottenere il consolidamento [...] il criterio*

essenziale da seguirsi debba essere, oltre a quello di limitare tali elementi nuovi al minimo possibile, anche quello di dare ad essi un carattere di nuda semplicità e di rispondenza allo schema costruttivo»; si sostiene inoltre «Che allo scopo di rinforzare la compagine stanca di un monumento e di reintegrare la massa, tutti i mezzi costruttivi modernissimi possono recare ausili preziosi e sia opportuno valersene quando l'adozione di mezzi costruttivi analoghi agli antichi non raggiunga lo scopo». Le componenti aggiunte dovranno «essere accuratamente ed evidentemente designate o con l'impiego di materiale diverso dal primitivo, o con l'adozione di cornici di involuppo [...], o con l'applicazione di sigle o di epigrafi».

Stessi concetti rimarcati nelle “Istruzioni per il restauro dei monumenti”, 1938, *«L'eventuale aggiunta o sostituzione [...] deve essere contenuta nei limiti della più assoluta semplicità ed eseguita con materiali e tecniche che ne attestino la modernità ed evitino [...] ogni possibile confusione con l'antico»; e nella “Carta del Restauro di Venezia” 1964: «Quando le tecniche tradizionali si rivelino inadeguate, il consolidamento di un monumento può essere assicurato mediante l'ausilio di tutti i più moderni mezzi di struttura e di conservazione, la cui efficienza sia stata dimostrata da dati scientifici e sia garantita dall'esperienza».*

La “Carta Italiana del Restauro”, 1972, Circolare n. 117 del 6 aprile 1972 del Ministero della Pubblica Istruzione introduce, invece, il concetto di riconoscibilità dell'intervento: sono consentite *«aggiunte di parti accessorie in funzione statica [...], attuate, secondo i casi, o determinando in modo chiaro la periferia delle integrazioni, oppure adottando materiale differenziato seppure accordato, chiaramente distinguibile a occhio nudo, in particolare nei punti di raccordo con le parti antiche, inoltre siglate e datate ove possibile»; «modificazioni e nuove inserzioni a scopo statico e conservativo nella struttura interna o nel sostrato o supporto, purché all'aspetto, dopo compiuta l'operazione, non risulti alterazione né cromatica né per la materia in quanto*

osservabile in superficie». «Ogni intervento sull'opera o anche in contiguità dell'opera [...] deve essere eseguito in modo tale e con tali tecniche e materie da potere dare affidamento che nel futuro non renderà impossibile un nuovo eventuale intervento di salvaguardia o di restauro». Concetti approfonditi nell'Allegato B: "Istruzioni per la condotta dei restauri architettonici" alla Carta Italiana del Restauro del 1972: «Esigenza fondamentale del restauro è quella di rispettare e salvaguardare l'autenticità degli elementi costitutivi. [...] nel caso di murature fuori piombo, anche se perentorie necessità ne suggeriscono la demolizione e la ricostruzione, va preliminarmente esaminata e tentata la possibilità di raddrizzamento senza sostituire le murature originarie». «Le sostituzioni e le eventuali integrazioni di paramenti murari, ove necessario e sempre nei limiti più ristretti, dovranno essere distinguibili dagli elementi originali, differenziando i materiali o le superfici di nuovo impiego; ma in genere appare preferibile operare lungo la periferia dell'integrazione con un chiaro e persistente segno continuo a testimonianza dei limiti dell'intervento. Ciò potrà ottenersi con laminetta di metallo idonea, con una continua serie di sottili frammenti di laterizi o con solchi visibilmente più larghi e profondi, secondo i diversi casi».

L'attuale cultura del restauro mette in primo piano la necessità di conservare la fabbrica nella sua consistenza materica e, quindi, di ridurre al minimo le perdite e sostituzioni. Inoltre si ritiene che elementi i quali possono essere considerati come forme di degrado (deformazioni, quadri fessurativi e interventi di consolidamento antichi) del manufatto architettonico forniscano informazioni importantissime sulla storia del comportamento strutturale dell'edificio.

In base al principio del minimo intervento, si richiede che la struttura sia alterata il meno possibile. Per raggiungere questo fine rendendolo compatibile con quello della sicurezza, è necessario raggiungere un elevato livello di conoscenza della struttura su cui intervenire, in modo da poter intervenire solo dove serve e con interventi calibrati.

Il progetto di consolidamento deve, dunque, basarsi sulla conoscenza della struttura da consolidare ed essere finalizzato a sopperire a carenze rilevate in fase di analisi, siano esse causate da carenze del progetto originario, da decadimento prestazionale, o da incremento delle azioni.

Nella scelta degli interventi deve essere posta particolare attenzione ai principi della conservazione. Inoltre, la valutazione della sicurezza e una chiara comprensione della struttura devono essere alla base delle decisioni e delle scelte degli interventi. Pertanto, l'intervento non deve essere finalizzato solo al raggiungimento di un appropriato livello di sicurezza della costruzione, ma deve garantire anche (miglioramento controllato).

A ciascun intervento di restauro e consolidamento è richiesta un'elevata durabilità e manutenibilità, ovvero la possibilità di tenere sotto controllo e migliorare l'efficienza del dispositivo di consolidamento. La reversibilità è un concetto astratto e non concretamente raggiungibile; è, però, un limite a cui tendere per consentire, eventualmente, di eliminare un intervento di concezione errata o superata e sostituirlo con più adeguato. Questi obiettivi vengono raggiunti più facilmente realizzando collegamenti puntuali tra struttura esistente ed elementi aggiunti e consentendo la ispezionabilità di questi ultimi. Sotto questo aspetto, quindi, i collegamenti meccanici (viti, barre, staffe, etc.) risultano preferibili a quelli chimici (adesivi, collanti, conglomerati). I criteri generali da seguire per eseguire un intervento corretto sono in sintesi:

- compatibilità e durabilità;
- integrazione e non trasformazione della struttura;
- rispetto di concezione e tecniche originarie della struttura;
- bassa invasività;
- reversibilità o rimovibilità;
- minimizzazione dell'intervento.

L'utilizzo delle tecniche tradizionali di intervento, l'utilità della valutazione accurata dell'intervento, della sua applicazione in modo regolare ed uniforme, e

del controllo in fase esecutiva, rappresentano fattori indispensabili per perseguire il fine dei criteri generali sopraelencati.

Gli interventi sono in particolare mirati a:

- a) **Rendere efficaci i collegamenti**, mediante inserimento di tiranti, cerchiature esterne, idonea ammorsatura fra pareti confluenti in martelli murari ed angolate, cordoli in sommità, connessione dei solai di piano e delle coperture alle murature, etc.;
- b) **Migliorare la configurazione strutturale**, con l'introduzione di nuovi elementi resistenti, la riduzione di spinte di volte e coperture, l'eliminazione o l'ampliamento di giunti tra corpi di fabbrica, l'eliminazione di piani deboli e di elementi vulnerabili, etc.;
- c) **Migliorare la qualità delle murature**, mediante consolidamento e, se necessario, sostituzione

La valutazione della sicurezza strutturale deve permettere di stabilire se:

- L'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- L'uso della costruzione è vincolato all'esecuzione di interventi;
- L'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- Sia necessario procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante

Con direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri datata 9 febbraio 2011 si definiscono i criteri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008.

Le norme definiscono le tre possibili strategie di intervento:

- a) **Interventi di adeguamento:**

Sono gli interventi atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle norme attuali, anche per quegli edifici realizzati con precedenti riferimenti normativi.

Per costruzioni storiche in muratura: non è previsto l'adeguamento in quanto comporta degli interventi radicali che sono in contrasto con il principio della conservazione; sono previsti, invece, soltanto due tipi di intervento, miglioramento e riparazione localizzata.

b) **Interventi di miglioramento:**

Sono quelle opere in grado di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza rispetto alle condizioni attuali, con un livello di protezione sismica non necessariamente uguale a quello previsto per l'adeguamento delle costruzioni;

c) **Riparazioni o interventi locali:**

Sono tutti quegli interventi che interessino elementi isolati e che, comunque, comportano miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Gli interventi possono altresì classificarsi:

- a) **consolidamento attivo:** L'elemento collabora da subito al comportamento statico della struttura consolidata.
- b) **consolidamento passivo:** L'elemento aggiunto "entra in funzione" solo in presenza di un incremento delle azioni o decremento delle resistenze.
- c) **consolidamento restitutivo:** L'intervento tende a riportare l'elemento o il sistema strutturale ad uno stato di efficienza strutturale perduto.
- d) **consolidamento sostitutivo:** Si inserisce nell'edificio un nuovo elemento o sistema strutturale che sopperisce alle carenze di quello esistente privandolo delle sue funzioni statiche

Come si è visto nei capitoli precedenti, le murature di antico impianto e non, sono soggette a numerosi episodi di dissesto. In questo capitolo si prenderanno in rassegna le principali tecniche di intervento, con particolare attenzione all'aspetto tecnologico ed esecutivo, piuttosto che al dimensionamento, per il quale si rimanda ai testi di riferimento.

6.1 INTERVENTI MIGLIORATIVI DELLA CAPACITÀ PORTANTE DELLE MURATURE

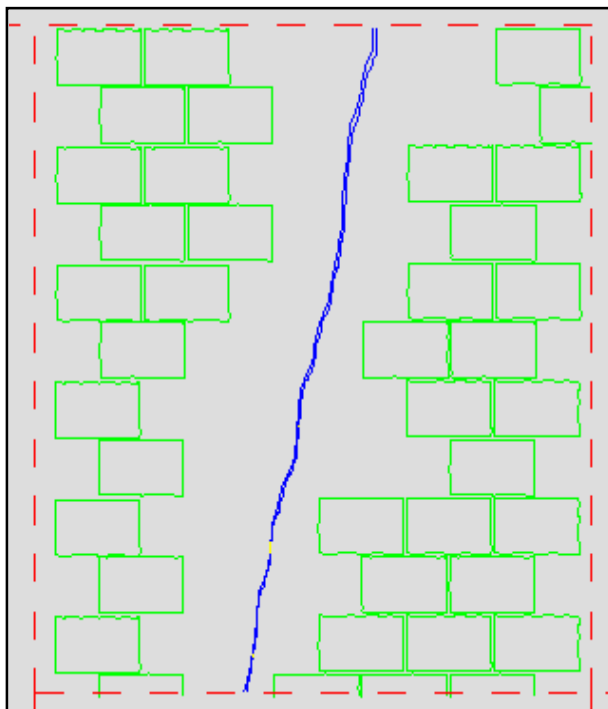
6.1.1 TECNICA DEL SCUCI E CUCI

La tecnica di consolidamento cuci-scuci consiste nella sostituzione di limitate zone di muratura degradata o lesionate con una nuova tessitura muraria di elementi sani. I nuovi elementi devono avere, quanto più possibile, caratteristiche simili a quelle della muratura esistente in termini di forma, dimensioni e caratteristiche meccaniche. La malta da utilizzare deve essere a ritiro nullo per evitare distacchi tra parti nuove ed esistenti. La tecnica può essere utilizzata sia per eliminare lesioni nei pressi delle intersezioni tra muri ortogonali, ripristinando la connessione tra le parti, sia per eliminare lesioni di maschi o fasce di piano.

Generalmente questa tecnica si presta a murature di buona qualità con lesioni localizzate provocate da qualche dissesto, mentre non presenta vantaggi significativi quando si applica su pareti costituite da muratura scadente.

Per evitare distacchi tra le parti, occorre seguire particolari accorgimenti :

- Lo spessore dei letti di malta deve essere il più limitato possibile per evitare elevate riduzioni di volume per effetto del ritiro e dell'incremento di carico dovuto alla messa in opera degli strati superiori;
- Mettere in forza le parti già costruite tramite l'utilizzo di cunei o spezzoni di mattoni duri in modo da compensare in parte gli effetti del ritiro;
- Mettere in forza la puntellatura.

**Fasi 1 e 2.**

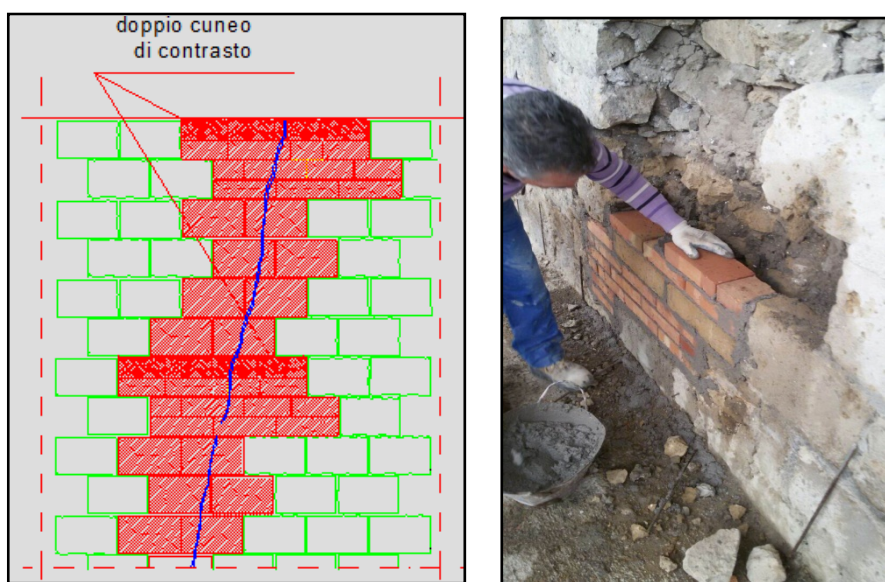
Operativamente occorre procedere secondo le seguenti fasi:

Fase (1) è quella relativa alla preparazione della parete che, una volta individuata la zona interessata dalla lesione, viene messa a nudo attraverso la rimozione dell'intonaco, generalmente mediante l'asportazione dell'intonaco per una larghezza di circa cm60 a cavallo della lesione. Successivamente si procede alla scarificazione delle superfici interessate dall'intervento, operazione che consiste nel "grattare" le superfici emerse per prepararle alle fasi successive, in particolar modo all'applicazione della malta.

La Fase (2) prevede la rimozione della muratura degradata (scucitura): vengono rimossi i blocchi degradati o interessati dalla lesione.

È opportuno utilizzare mezzi manuali per evitare di danneggiare ulteriormente la muratura; inoltre, deve essere rimossa anche la malta di allettamento originaria perché può compromettere le successive lavorazioni.

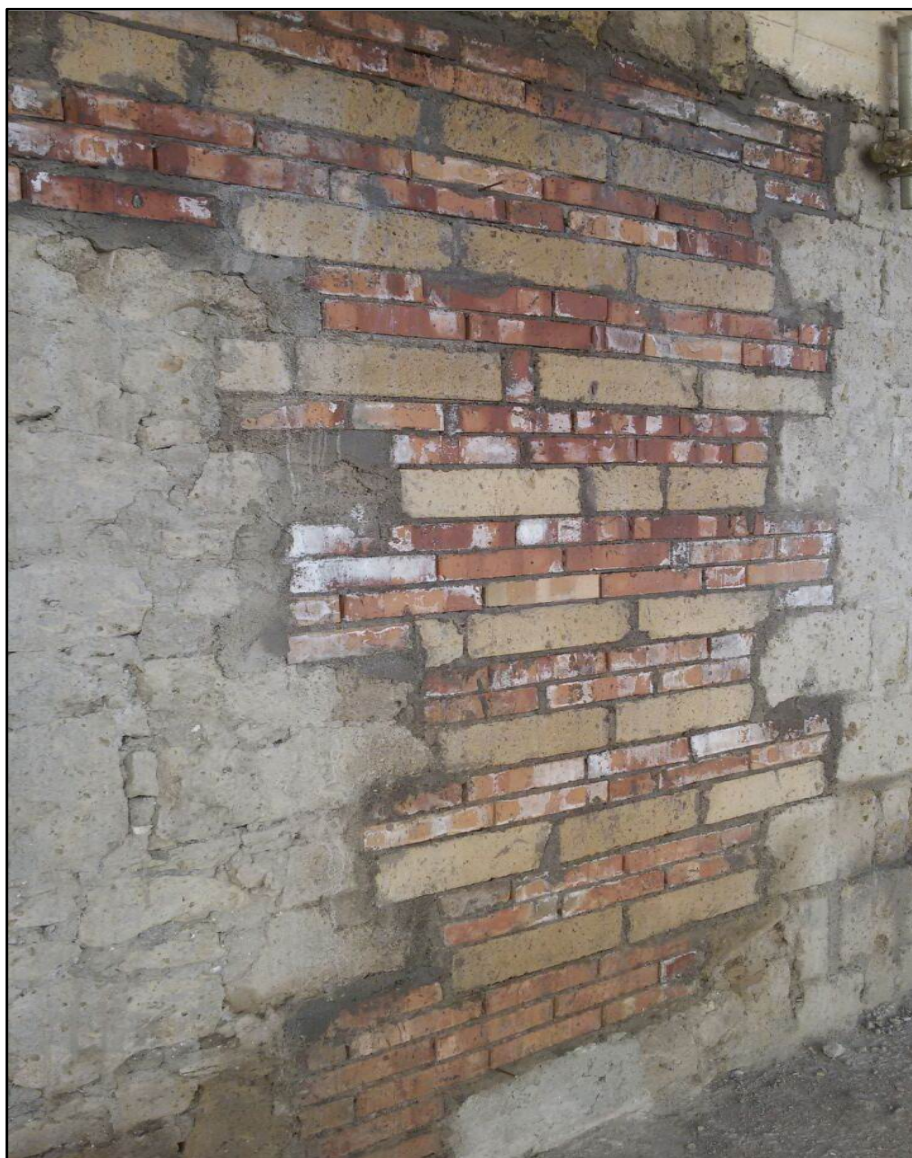
Con la Fase (3) si procede al lavaggio della muratura in corrispondenza della lesione con acqua a bassa pressione al fine di rimuovere tutti i prodotti di scarto della lavorazione precedente, come detriti di piccolo taglio e polvere, ed allo stesso tempo per bagnare i blocchi di pietra. La fase di bagnatura è fondamentale; essa, infatti, ha una molteplice funzione. In primo luogo serve a ridurre gli effetti negativi del fenomeno del ritiro che si innesca nella malta durante la presa, compensando l'acqua d'impasto che evapora a seguito della reazione esotermica. In secondo luogo, l'acqua di bagnatura penetra capillarmente nelle superfici dei blocchi bagnati, in funzione della loro porosità ed, una volta che viene stesa sulle superfici così preparate, si genera un fenomeno molto simile anche nella malta che a livello microscopico penetra a sua volta nei blocchi, seppure per una profondità molto piccola. Tutto ciò si traduce in una perfetta adesione della malta e, di conseguenza, nel ripristino della continuità tra il materiale già presente in opera e quello inserito durante l'intervento di ripristino.



Fase 3.

Si procede, dunque, alla ritessitura del muro mediante blocchi dello stesso tipo di quelli presenti in opera ed intervallando questi a strati di mattoni pieni al fine

di garantire una maggiore resistenza ed una migliore distribuzione dei carichi. Infine, fondamentale è garantire che la muratura ricostruita "lavori" insieme a quella presente è ciò viene realizzato incassando la muratura nuova con strati di mattoni pieni sagomati a cuneo e malte espansive.



Esempio di intervento correttamente eseguito.

6.1.2 INIEZIONI A BASE DI LEGANTI AEREI

La tecnica dell'iniezione consiste nell'immissione di miscele fluide in fori praticati nella muratura al fine di migliorare l'omogeneità e la resistenza delle murature. E' un metodo di consolidamento definito passivo perché non prevede alterazioni dell'equilibrio del manufatto e dell'aspetto esteriore della sua struttura ed ha il pregio di reintegrare il legante degradato e di riempire i vuoti e le cavità all'interno della muratura, senza alterare l'aspetto originario della struttura; costituiscono un notevole vantaggio rispetto ad altri sistemi come le lastre armate che, invasive, snaturano l'essenza dell'edificio

Le caratteristiche ed i tipi d'iniezione dipendono dalle caratteristiche della miscela e dalle condizioni del muro originario.

Prima di utilizzare le iniezioni, è opportuno valutare se la muratura è in grado o meno di sopportare le iniezioni. Ad esempio, se la muratura è troppo dissestata non può essere iniettata poiché la pressione delle iniezioni potrebbe provocare ulteriori danni. Altro caso è se la muratura non sia di interesse storico; può, infatti, essere conveniente demolirla completamente e ricostruirla ex novo.

Se, invece, l'edificio è di interesse storico-artistico, allora va salvaguardato ricorrendo alle iniezioni a gravità e quindi senza esercitare pressione sulla muratura. A tale proposito, si distinguono tre tipologie di intervento: iniezioni a pressione, per gravità o sottovuoto. Le prime sono le iniezioni praticabili in murature sufficientemente stabili da reggere la spinta del getto d'iniezione; quindi, complessivamente, devono essere murature in buono stato.

Quelle a gravità sono una tipologia di iniezioni destinate a murature fortemente degradate e vengono eseguite mediante il colo delle miscele attraverso le fessure o cavità del muro.

Le iniezioni sottovuoto, invece, sfruttano l'aspirazione dell'aria dalle cannule inserite in appositi fori praticati nella parte superiore del paramento murario in

modo da far salire la miscela iniettata mediante le cannule inserite nei fori inferiori. Queste iniezioni sono particolarmente indicate per il consolidamento di piccoli elementi architettonici o comunque rimovibili e si attuano usando solo materiali molto fluidi come, ad esempio, le resine sintetiche.

I problemi di progetto e di esecuzione delle iniezioni riguardano, quindi, la distribuzione, il numero dei fori e la pressione d'iniezione.

Prima di eseguire le iniezioni, occorre sempre preparare il paramento murario attraverso controlli ed accorgimenti. Operazioni indispensabili risultano:

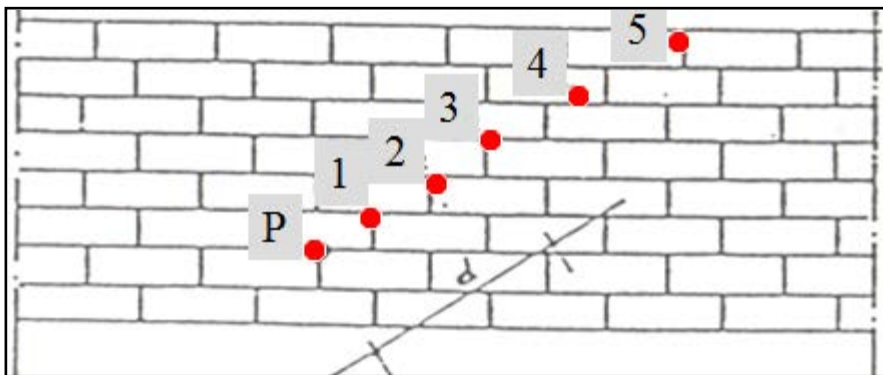
- Stilare preventivamente tutti i giunti;
- Verificare che non vi siano vie di fuga per la malta;

Inoltre, ai fini dell'esecuzione, anche la geometria del muro gioca il suo ruolo; infatti, se il suo spessore è intorno ai 70 cm., le iniezioni vanno fatte da un solo lato facendo attenzione a scegliere il lato dove si crea minore disturbo (assenza di parati, tele, affreschi, ecc.). Se, per contro, lo spessore della muratura è maggiore di 70 cm, i fori vanno fatti alternativamente da un lato e dall'altro fermandosi in ogni caso ad una decina di centimetri dalla parte opposta.

Relativamente ai fori, questi devono avere un andamento sub-orizzontale; per la muratura in mattoni, ad esempio, è opportuna una inclinazione di 45° che è tale da permettere di attraversare il maggior numero possibile di giunti di malta.

Se si devono eseguire dei fori su entrambi i lati del paramento murario, bisogna realizzare una maglia a quinconi. I fori devono essere eseguiti negli incroci delle pietre, dove si incontra minore resistenza, facendo attenzione ad utilizzare un trapano a rotazione e non a percussione le cui vibrazioni potrebbero rendere ancora più instabile la muratura ammalorata.

La distanza tra i fori di iniezione varia a seconda del tipo di muratura e per determinare quella ottimale, si pratica un foro di iniezione P di 3 cm nella parte più bassa e, successivamente verso l'alto, alcuni fori di ispezione di 1 cm, a distanza via via crescenti, secondo un ramo di clotoide.



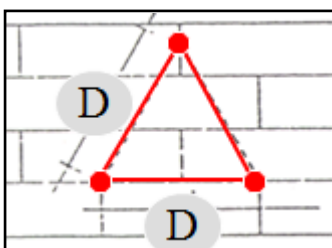
Determinazione della distanza tra i fori di iniezione.

Fissata la consistenza e la pressione, si inietta la miscela nel foro P. Dopo un certo tempo essa fuoriuscirà dal primo foro: ciò implica che la miscela ha raggiunto quella distanza.

Si chiude il foro 1 con la malta a presa rapida o con un po' di gesso e si continua ad iniettare dal foro P fino a che la miscela uscirà dal foro 2.

Anche questa volta si chiude il foro 2 con la malta a presa rapida o con un po' di gesso e si continua ad iniettare dal foro P fino a che la miscela uscirà dal foro 3 e così via.

Se la malta non fuoriesce dal foro 4, vuol dire che la distanza "D" tra i fori di iniezione non deve essere superiore a $2d$ (d: distanza tra il foro P e il foro 3).



Distanza massima tra i fori.

Determinata la distanza " $D=2d$ " la posizione corretta dei fori è quella con i fori ai vertici di triangoli equilateri di lato "D" (fori a quinconi).



Esempio di predisposizione di fori per le iniezioni.

Fino ai primi anni del 2000 si sono utilizzate le iniezioni con boiacca cementizia. Oggi non è più così e, specie per le murature di antico impianto, è opportuno utilizzare malte a base di calce, preconfezionate ed adatte alle caratteristiche delle murature di tufo, iniettando miscele adeguatamente scorrevoli.

In particolare, le miscele a base di calce hanno una serie di requisiti che le rendono specificamente indicate per le murature in tufo, permettendo di evitare gli effetti collaterali indesiderati riscontrati con l'uso di iniezioni di boiacca cementizia, come la capacità di non provocare, al contatto con la struttura muraria, reazioni chimiche dannose, come efflorescenze provocate dai sali presenti nel cemento e dovute alle reazioni tra il cemento ed i componenti originari delle malte.

A queste caratteristiche vanno aggiunte l'alta iniettabilità: penetrano profondamente ed uniformemente nella struttura muraria, collegando i vari componenti dissestati. Non trascurabile, poi, è il basso sviluppo di calore dovuto al coefficiente di dilatazione termica prossimo a quello della struttura muraria.

Come si è detto, le iniezioni sono vincolate da più parametri variabili e tra loro dipendenti:

- pressione di iniezione;
- distanza tra i fori;
- consistenza della malta, espressa con il rapporto acqua-legante;

Se utilizziamo una malta molto fluida, la pressione delle iniezioni deve essere bassa e la distanza dei fori deve essere aumentata

La consistenza della malta è funzione dello stato della malta preesistente, della qualità delle pietre, dello stato generale della muratura. La pressione delle iniezioni può variare da 1 a 5-6 atm. (si usa in genere una pressione intorno alle 2 atm). Si ricorda, poi, che un metro cubo di muratura può assorbire, in genere, la pasta che si ottiene da 150-180 kg di legante. Operativamente si procede preliminarmente alla rimozione dell'intonaco ed alla stilatura dei giunti, operazione che consiste nel rifinire nella parte esterna le connessioni tra i mattoni o tra le pietre di una muratura, riempiendo dapprima gli spazi vuoti con malta e poi passando un ferro nelle connessioni medesime in modo da togliere le sbavature e formare un piccolo solco ben delineato.



Giunti sottoposti a stilatura.

Vengono, poi, effettuate le perforazioni, sulla base del progetto, mediante un trapano munito di punta perforatrice, per la predisposizione degli ugelli.



In alto il trapano perforatore; in basso la parete pronta ad essere iniettata.

Prima di procedere alle iniezioni, la muratura deve essere abbondantemente bagnata per gli stessi motivi esposti nel paragrafo precedente in merito alla tecnica del scuci e cuci.



Dispositivo di pompaggio.

Le iniezioni vanno praticate sempre partendo dai fori in basso e via via salendo a quelli superiori; inoltre, relativamente all'edificio, bisogna iniettare, sempre, partendo dai livelli più bassi dell'edificio.

La riuscita della campagna di iniezioni è poi verificata attraverso controlli specifici: prove di risonanza sonica, prove di carico diretto e martinetti piatti, prelievo di carote.

L'intervento è stato eseguito bene solo se la pasta legante avrà imbibito completamente sia le pietre che la malta del campione estratto.

In alcuni casi, specialmente per murature in mattoni pieni, può essere necessario intervenire con iniezioni di miscele a base di cemento.

Per le iniezioni cementizie, oltre a valere tutto quanto già detto per le iniezioni a base di calce, bisogna tener conto anche delle considerazioni che seguono. Anzitutto, se la pasta che iniettiamo è molto ricca di acqua, si ha un forte fenomeno di ritiro che provoca il distacco del legante dalle pietre. Questo fenomeno diventa preoccupante in quei punti della muratura dove, per l'esistenza di grossi vuoti da colmare, si raccoglie una grossa quantità di pasta. E' sbagliato iniettare la pasta con pressione maggiore pensando di precomprimerla al fine di compensare la diminuzione di volume dovuta al ritiro.

Il fenomeno del ritiro della boiacca può essere, invece, risolto aggiungendo alla pasta cementizia un agente espansivo che, durante la fase di indurimento, provoca un aumento di volume. Solo così si ha l'aderenza alle pietre ed una ulteriore penetrazione in quei punti dove la pasta non è arrivata. In commercio esistono vari tipi di espansivo che vanno aggiunti in polvere all'impasto.

Se, invece, vogliamo ridurre il ritiro senza aggiungere additivi espansivi, dobbiamo ridurre la quantità di acqua aggiungendo però un fluidificante, tenendo ben presente, però, che esso limita il ritiro ma non lo elimina del tutto.

Nel caso di elementi architettonici di pregio, come stucchi, cornici, ecc, è possibile procedere consolidando l'elemento mediante iniezioni di resine. Più che di iniezioni, va detto che, in realtà, le resine si applicano in maniera puntuale, ad esempio all'interno di fessure tra elementi in fase di distacco, e con spessori, estremamente limitati, sotto forma di velo sottile.

La maggior parte delle resine durante la presa e l'indurimento subisce una contrazione di volume dovuta all'evaporazione del solvente; solo le resine epossidiche bicomponenti sono esenti da ritiro.

In generale le resine hanno una elevatissima resistenza meccanica:

- Resistenza alla compressione (circa 1.000 kg/cmq)
- Resistenza al taglio ($> t_{cls}$)

Le caratteristiche di resistenza eccezionali che esse offrono possono a volte essere anche un limite per il loro impiego a causa della brusca discontinuità che si verifica nella zona di transizione tra il materiale trattato e non trattato, generando grandi concentrazioni di sforzi nel materiale oggetto di intervento

Il collaggio tra le resine e la pietra è un'operazione che spesso si esegue con risultati brillanti mentre, se le pietre da legare tra loro sono di scarsa resistenza è bene usare leganti meno pregiati.

Altri limiti alle applicazioni delle resine sono:

- Modulo elastico modesto
- Rammollimento al calore (tra i 70°-80°)
- Infiammabilità
- Elevate deformazioni lente sotto carico

Alla luce di queste considerazioni si evince che il loro impiego è limitato al campo del restauro di precisione più che del consolidamento strutturale.

6.1.2 PARETINE ARMATE IN CALCESTRUZZO CEMENTIZIO

La tecnica di consolidamento, mediante paretine armate in calcestruzzo, consiste nel realizzare in aderenza alla superficie muraria, delle lastre di calcestruzzo cementizio (possibilmente a sandwich) armate con rete metallica e rese solidali alla muratura mediante tiranti in acciaio.

Tale tecnica si presenta appropriata per le murature in stato di degrado particolarmente avanzato (in presenza di quadri fessurativi complessi ed estesi) e nei casi in cui sia necessario un notevole incremento di resistenza. Ovviamente, data la natura fortemente invasiva e non reversibile, l'applicazione è destinata soltanto a murature di edifici prive di elementi di pregio storico.



Predisposizione della gabbia di armatura.

L'efficacia dell'intervento è strettamente legata alla capacità dei connettori trasversali di trasmettere/ripartire le azioni; inoltre è fortemente sconsigliata l'applicazione ad una sola faccia della parete.



Dettaglio dei connettori trasversali.



La parete ad intervento ultimato.

6.1.3 INTONACI ARMATI A BASE CEMENTIZIA (GUNITE)

Un'altra modalità di intervento, simile alle paretine di calcestruzzo armato ma differente dal punto di vista del materiale impiegato e degli spessori dell'intervento finale, consiste nel realizzare intonaci di spessori maggiori rispetto a quelli tradizionali e muniti di armatura metallica preferibilmente zincata. I vantaggi che offrono sono quelli di incrementare la resistenza e la duttilità sia dei maschi murari che delle fasce di piano e giacché le pareti sono costituite da maschi e da fasce di piano, l'applicazione di intonaco armato aumenta la resistenza nel piano dell'intera parete. Inoltre presenta una maggiore facilità di esecuzione e un più basso costo di realizzazione.

Va detto, però, che soltanto se le armature sono ben ancorate alle altre parti della struttura, l'intonaco armato può dare contributi significativi alla verifica fuori piano delle pareti. Viceversa l'effetto potrà essere addirittura controproducente.

Tra gli svantaggi va registrata la modifica della rigidità delle pareti, seppure di minore intensità rispetto le pareti in calcestruzzo armato e, di conseguenza, della risposta sismica globale dell'edificio. Ovviamente l'aggiunta di materiale comporterà anche un aumento della massa dell'edificio e, da ultimo, un'alterazione dell'aspetto esteriore della muratura. Quindi, anche in questo caso si tratta di un intervento adatto a murature prive di particolari elementi di pregio storico.

Operativamente si procede alla rimozione dell'intonaco esistente ove fosse presente ed al successivo posizionamento delle armature realizzando gli opportuni ancoraggi per solidarizzarle al supporto murario. Si passa, quindi, alla pulitura delle superfici mediante abbondante bagnatura con acqua a bassa pressione, per i motivi già esposti nel paragrafo dedicato alla tecnica del scuci e cucì.



Particolare dei connettori; In corrispondenza del pavimento, l'armatura verrà inglobata dal massetto di successiva realizzazione.



L'armatura e l'intonaco realizzeranno un esoscheletro rigido per la muratura.

Successivamente si procede alla realizzazione di un primo strato “aggrappante” a base di acqua, sabbia, cemento e additivo “aggrappante” necessario per una migliore aderenza degli strati successivi;

Quindi si passa alla realizzazione delle guide per la definizione dello spessore finale dell’intonaco;



Fasi della lavorazione.

Infine si procede alla realizzazione degli strati successivi, attendendo almeno 12h tra uno strato e l'altro, mediante applicazione di malta a base di sabbia, acqua, e cemento (ad alto dosaggio, 4/5 quintali per m³) ed additivo antiritiro;



La realizzazione delle guide consente di definire lo spessore finale dell'intonaco.

6.2 INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DI ARCHI E VOLTE

Proseguendo con le tecniche di intervento per le murature di antico impianto, vedremo come sia possibile applicare la tecnica degli intonaci armati anche nel consolidamento di volte in muratura.

Per il consolidamento delle volte si può operare in più modi a seconda dell'aspetto che si vuole migliorare o ripristinare, in sintesi è possibile:

- a. Ridurre i carichi agenti su di essa (specialmente in ambito sismico) con la rimozione di riempimenti pesanti ed incoerenti e sostituendoli con rinfianchi cellulari (frenelli e tavelloni) o rinfianchi coerenti in calcestruzzo alleggerito;
- b. Aumentare la capacità deformativa della volta applicando fibre in FRP.
- c. Vincolare le deformazioni estradossali con frenelli o rinfianchi alleggeriti;
- d. Aumentare lo spessore della volta con una cappa in calcestruzzo armato (adeguatamente vincolata alla volta sottostante);
- e. Realizzare un solaio cui sospendere la volta in modo da ridurne il carico di lavoro.
- f. Impedire lo spostamento dei muri d'ambito (che favorisce la depressione delle volte) con l'inserimento di tiranti.
- g. Nel caso di cupole, disponendo delle catene di cerchiatura in corrispondenza dei paralleli dove si sviluppano gli sforzi di trazione.

L'utilizzo di frenelli (muricci estradossali) in muratura di mattoni pieni consente di ridurre le masse (e quindi le sollecitazioni statiche e sismiche) e di vincolare la deformazione delle volte. In corrispondenza di alcuni dei frenelli possono essere collocati dei tiranti. Gli spazi vuoti al di sopra della volta possono essere

inoltre sfruttati per l'inserimento degli impianti. Mentre, per prevenire gli spostamenti dei muri d'ambito, che favoriscono la depressione della volta, si può fare ricorso alla disposizione di tiranti (incrociati o paralleli ai muri).

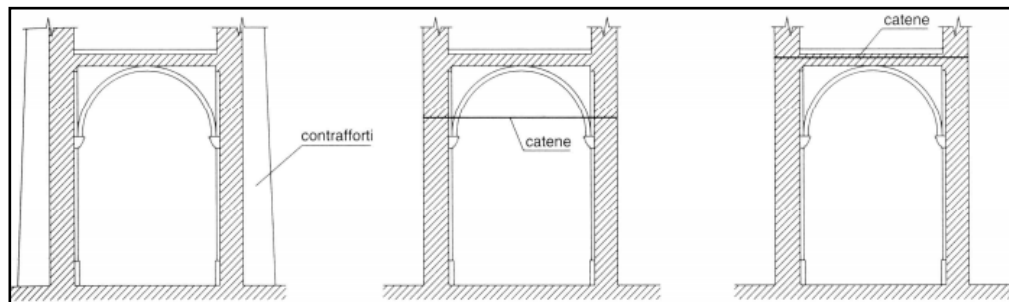
Uno stesso elemento costruttivo può, talvolta, costituire un intervento di consolidamento passivo, attivo, restitutivo o sostitutivo a seconda della filosofia che ha governato il progetto e degli accorgimenti tecnici che lo hanno caratterizzato.

A esempio, un portale ad arco con un tirante esistente nella quale viene inserito un nuovo tirante sarà un intervento classificabile:

Attivo: se il tirante è posto in opera in trazione; Passivo: se il tirante non in trazione; Restitutivo: se il nuovo tirante sopperisce al decremento di resistenza di quello vecchio; Sostitutivo: se il nuovo tirante sostituisce il vecchio o si prende carico interamente della spinta.

Relativamente agli archi, poi, lo studio del meccanismo di collasso dell'arco e delle azioni che lo causano forniscono le basi per il dimensionamento e la verifica degli interventi di consolidamento. Il collasso dell'arco avviene di norma per rotazione dei piedritti causata da una spinta non adeguatamente contrastata. Per opporsi al meccanismo individuato si può operare in differenti modi:

- a) Incrementare il braccio del momento stabilizzante inserendo uno sperone murario o contrafforte;
- b) Incrementare la forza stabilizzante aumentando la massa del piedritto con uno sperone murario o aggiungendo un carico in sommità;
- c) Riducendo il momento ribaltante opponendo alla spinta orizzontale dell'arco una contropinta data da un tirante o da un arco rampante.



Interventi atti a prevenire i meccanismi di collasso.

Si riporta, di seguito, un esempio di interventi di consolidamento all'intradosso ed estradosso di volte.

Consolidamento di volta mediante intonaci armati a base cementizia (gunita):

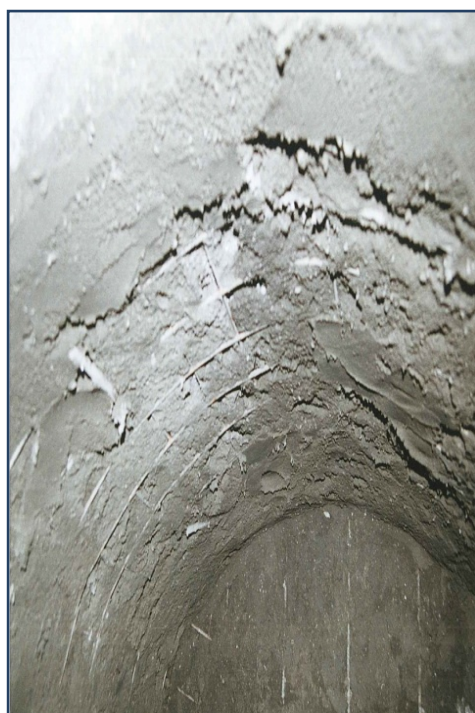
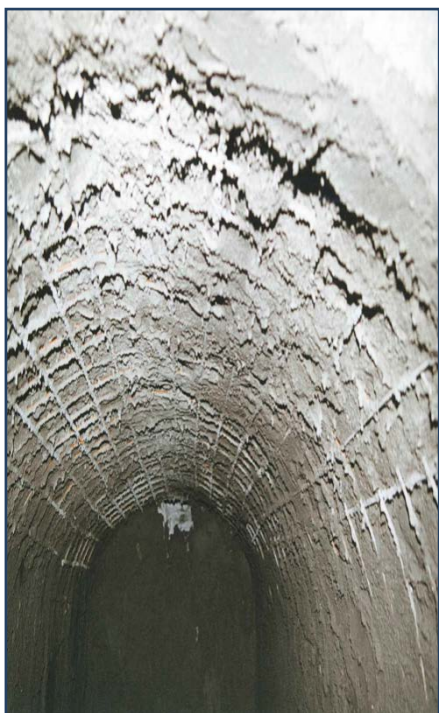
Questa tipologia si applica quando non si può intervenire all'estradosso e quando all'intradosso siano assenti elementi di pregio quali stucchi, cornici, affreschi. operativamente si procede come quanto già visto per i maschi murari.



Predisposizione delle armature.



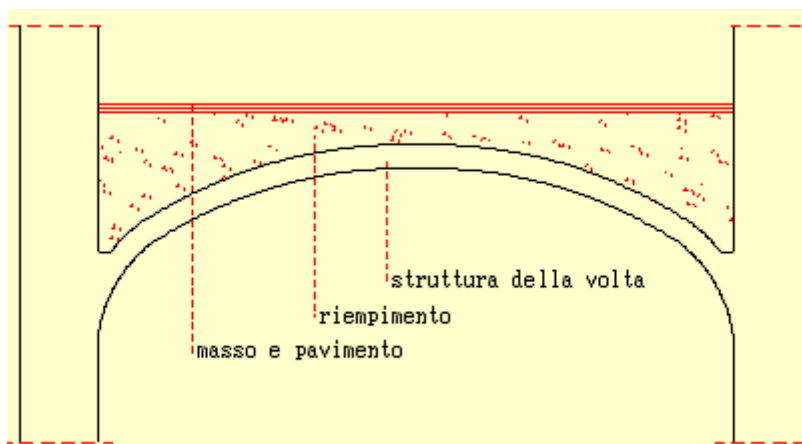
Dettaglio dei connettori di fissaggio delle armature.



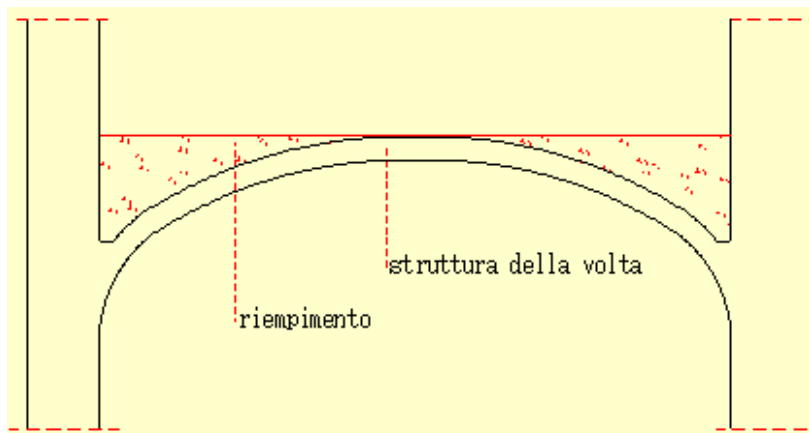
A destra, il primo strato di aggrappante; a destra gli strati successivi.

Consolidamento di volta mediante solaio in acciaio:

Questa tipologia di intervento si applica quando è possibile intervenire all'estradosso della volta. Operativamente si procede alla rimozione della pavimentazione e del masso, al fine di asportare tutto il materiale fino all'estradosso della volta. Preliminarmente va sempre operata la sigillatura delle lesioni e dei giunti.



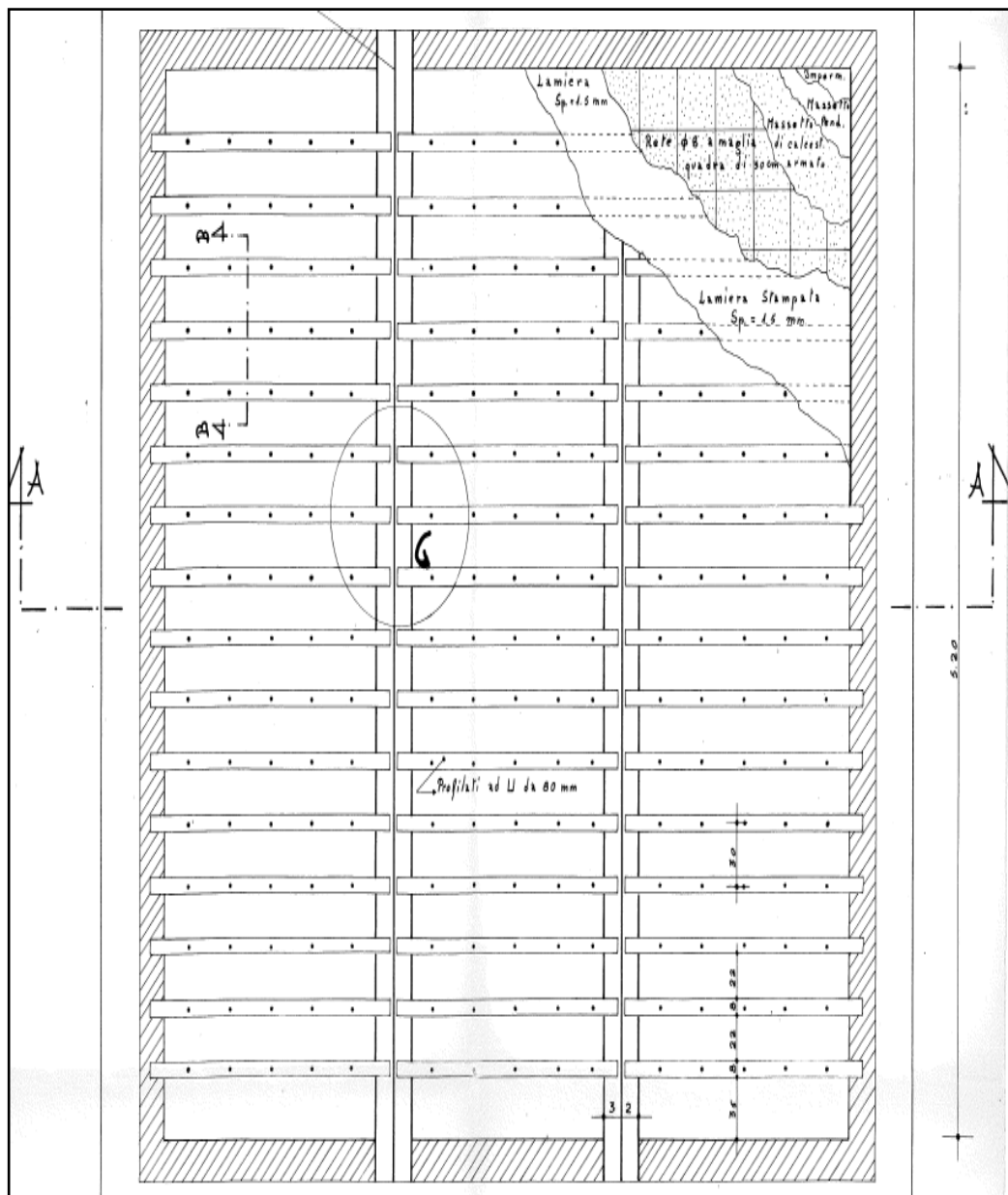
Rimozione di pavimento e masso.



Rimozione del materiale fino all'estradosso.

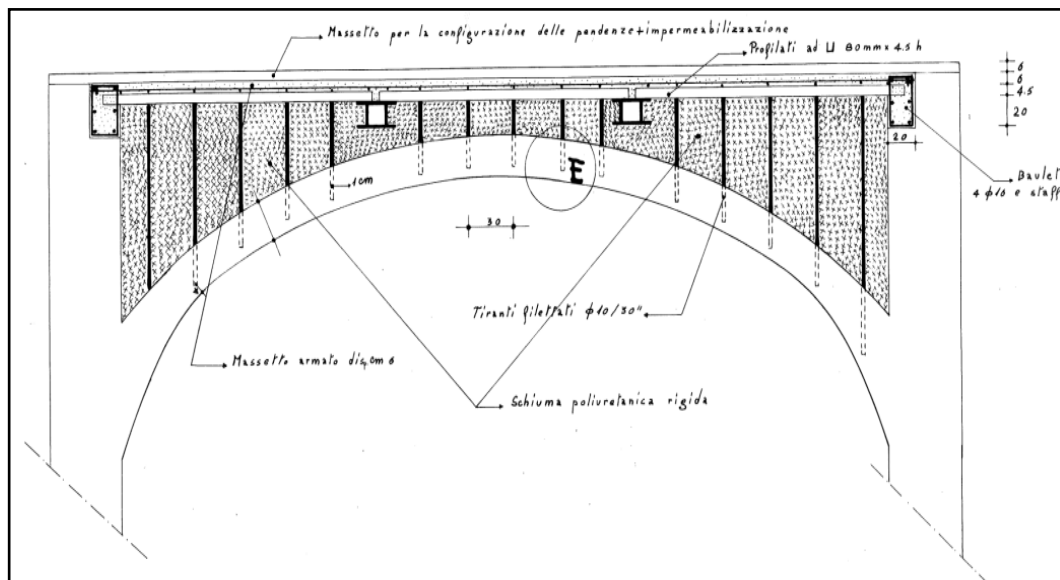
Si procede, dunque, alla realizzazione dei fori, nella volta, per il fissaggio della volta al nuovo solaio. Gli stessi fori vanno puliti con aria compressa. Particolare

attenzione va posta all'ammorsamento delle travi principali e secondarie a cordoli perimetrali sulla muratura esistente;



Carpenteria del solaio tipo.

La volta va ancorata al reticolo di travi mediante tiranti in acciaio collegati, superiormente, alle travi mediante bullonatura, ed, inferiormente, ai fori opportunamente sigillati con resine;



Sezione trasversale.

Una volta effettuati i collegamenti, si passa al riempimento dell'estradosso della volta mediante schiuma poliuretanica rigida, al posizionamento del foglio di lamiera stampata ed al getto di calcestruzzo armato con rete elettrosaldata.



Collegamento tra la volta e le travi del nuovo solaio.



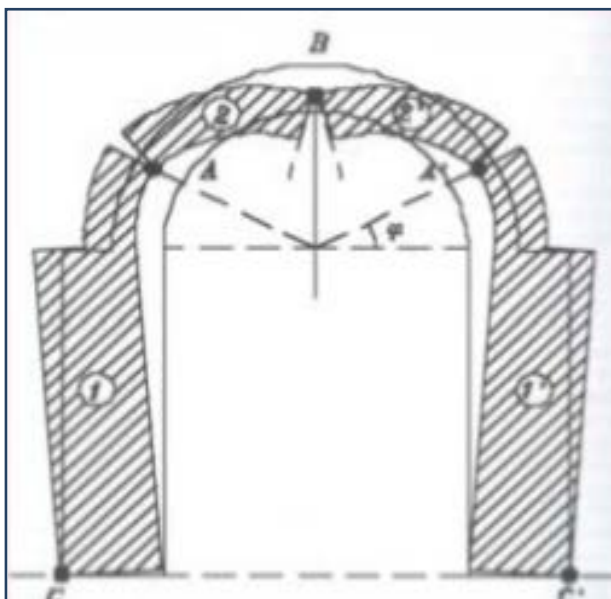
Dettaglio delle connessioni.

Consolidamento di volta mediante fibre in frp estradossali:

Comunemente denominati FRP, acronimo di Fiber Reinforced Polymers, si tratta di matrici polimeriche e fibre lunghe continue di carbonio, vetro o arammide, che presentano un comportamento prevalentemente elastico lineare fino a rottura. Tra i vantaggi indiscutibili si registra la celerità dell'intervento, l'immediata adattabilità del rinforzo alle strutture, un apporto in termini di resistenza, rigidezza, il tutto a peso minore e minore densità di qualsiasi altro intervento. Una struttura in composito può, infatti, arrivare ad avere un peso dimezzato rispetto ad un'altra realizzata mediante materiali tradizionali e una resistenza di circa 4 volte superiore. Questi materiali risultano un'alternativa molto valida alle tecniche tradizionali di miglioramento e adeguamento sismico, al rinforzo e consolidamento statico di elementi strutturali di varia natura.

La disposizione di tessuti in FRP consente di modificare il meccanismo di rottura della volta originaria.

Supponendo di disporre di appoggi capaci di reggere la spinta orizzontale, il meccanismo di collasso prevede la formazione di una cerniera in chiave con apertura all'intradosso e di due cerniere laterali con apertura all'estradosso;



Tipico meccanismo di collasso di una volta a botte.

La disposizione opportuna delle fibre in carbonio consente di contenere la formazione delle cerniere.

Al solito, bisogna procedere alla rimozione della pavimentazione e del masso per poter asportare il materiale fino all'estradosso della volta avendo preventivamente predisposto la sigillatura delle lesioni e dei giunti.

Vanno successivamente messe in opera le fasce in FRP secondo lo schema di progetto solidarizzando i tessuti alla struttura mediante adesivo epossidico.

L'intervento si completa realizzando il riempimento dell'estradosso della volta mediante schiuma poliuretanica rigida e con l'esecuzione del massetto di sottofondo per la pavimentazione o per la configurazione delle pendenze e l'impermeabilizzazione



Applicazione delle fibre in Frp.



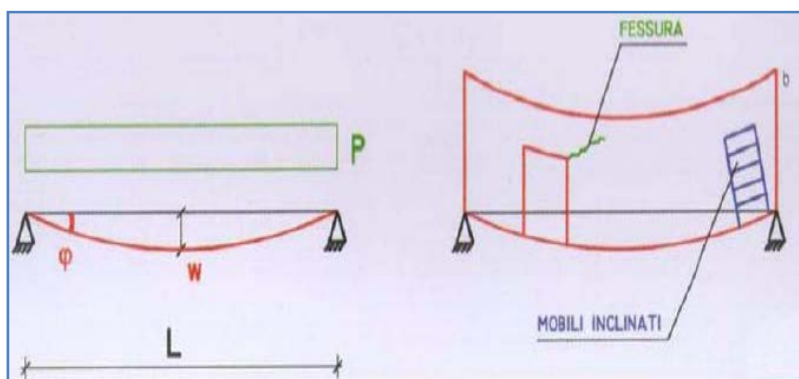
Esempio di volta consolidata con fibre in FRP.

6.3 INTERVENTI PER RIDURRE LA DEFORMABILITÀ DEI SOLAI

La necessità di ridurre la deformabilità dei solai può subentrare per molteplici cause. Anzitutto, per motivi statici, in quanto solai troppo deformabili, fenomeno particolarmente presente in quelli in legno di antico impianto, possono provocare lo sfilamento delle teste delle travi dai rispettivi alloggiamenti. Il controllo della freccia massima e della deformabilità nei punti significativi può essere svolto mediante le prove di carico esaminate nel Cap3.

Inoltre, se pure dai controlli risultasse una freccia ammissibile, l'eccessiva deformabilità di un solaio può comportare fenomeni di dissesto secondari come la formazione di quadri fessurativi nelle tramezzature, dissesti alle pavimentazioni, ed inficiare, nel complesso, la piena fruibilità degli ambienti.

Infine, un solaio seppur sicuro, ma molto deformabile, può comportare una sensazione di disagio all'utenza finale che ne sarà utilizzatrice.



Effetti dovuti all'eccessiva deformabilità dei solai.

Dal punto di vista statico, va inoltre ricordato che sotto condizione sismica, il ruolo dei solai include il trasferimento e la ripartizione delle azioni orizzontali costituendo allo stesso tempo un vincolo per le pareti.

La trasformazione di solai flessibili in solai rigidi comporta una diversa distribuzione delle azioni agenti sulle pareti, che può rivelarsi favorevole o sfavorevole in funzione della geometria della struttura. Di ciò si dovrà adeguatamente tenere conto nella modellazione e nelle analisi globali

sull'edificio. Per tutti questi motivi, negli edifici esistenti, si opta per il condizionamento dei solai flessibili in solai rigidi, obiettivo, però, perseguito dopo aver verificato la consistenza delle murature, in particolare dei maschi murari. Nel caso di solai lignei si può operare fissando un secondo tavolato su quello esistente, disposto ad andamento ortogonale o inclinato rispetto a quello già presente, ponendo particolare attenzione ai collegamenti con i muri laterali; in alternativa, o in aggiunta, si possono usare rinforzi con bandelle metalliche o di materiali compositi, fissate al tavolato con andamento incrociato. Un analogo beneficio può essere ottenuto attraverso controventature realizzate con tiranti metallici. Infine, il consolidamento delle travi lignee può avvenire aumentando la sezione resistente in zona compressa mediante l'aggiunta di elementi, ad esempio metallici, opportunamente connessi. In linea di principio, a prescindere dalla tipologia di solaio, si possono distinguere interventi di irrigidimento:

estradossali: mediante masso armato, con tavolati, con FRP;

intradossali: mediante travi metalliche, controventature, tiranti.

Si riporterà, di seguito, un esempio di intervento, per ciascuna delle due tipologie, scelto all'interno del vasto campionario di interventi progettati dal sottoscritto durante i lunghi anni di attività professionale. Nelle illustrazioni seguenti è mostrato un intervento di irrigidimento flessionale realizzato per un solaio in putrelle e tavelloni, mediante la realizzazione di una soletta in calcestruzzo armato, avente spessore di almeno 5cm. In primo luogo viene asportato tutto il materiale presente all'estradosso fino a riportare alla luce le travi metalliche, poi viene posizionata l'armatura longitudinale e trasversale. Particolare attenzione viene riservata alla connessione tra le barre d'armatura installate e le travi metalliche del solaio, avvenuta mediante saldatura, ed alla connessione tra la nuova soletta e le pareti laterali, mediante l'inserimento di barre d'armatura in fori precedentemente realizzati e lasciati in attesa del getto di calcestruzzo di completamento della soletta.



Predisposizione delle barre d'armatura; visibili i ferri d'attesa per la connessione della soletta con i maschi murari.



Dettaglio dei connettori tra la soletta da realizzare e le travi del solaio.



Intervento a getto completato.

Nelle illustrazioni seguenti, invece, è mostrato un intervento di irrigidimento flessionale realizzato per un solaio in putrelle e tavelloni, mediante l'applicazione intradossale di un reticolo di travi in acciaio disposte ortogonalmente rispetto quelle esistenti.



Preparazione delle travi integrative da installare.



Posizionamento delle travi integrative, ortogonalmente rispetto quelle esistenti.



La connessione tra le travi esistenti e quelle integrative, è garantita mediante saldatura.



Intervento ultimato.

6.4 INCREMENTO DI RESISTENZA, NEL PROPRIO PIANO, DELLE PARETI E DI RIGIDEZZA DELLA MURATURA

Nei casi in cui sorge la necessità di creare aperture nella muratura è indispensabile realizzare un telaio chiuso, sul perimetro dell'apertura, che abbia almeno rigidezza e resistenza equivalenti a quelle della muratura asportata. Questo intervento consiste nell'inserimento di un telaio in cemento armato o in acciaio realizzando così una riquadratura dell'apertura. I telai lavorano in parallelo con i maschi murari e forniscono un incremento di resistenza e di duttilità alle pareti. E' necessario, affinché l'intervento sia efficace, che i telai:

- Possiedano adeguata rigidezza;

- Siano perfettamente in aderenza e ancorati a regola d'arte con la muratura esistente.

Questa soluzione si rivela particolarmente utile in tutti quei casi di necessità di rinforzi diffusi per sopperire ad un'insufficiente resistenza strutturale. In particolare, le cerchiature possono essere utilizzate anche quando la “bucatura” già esiste e si vuole incrementare la resistenza nel piano della parete. L'efficacia delle cerchiature è tale da sopperire alla mancanza di architravi strutturalmente efficienti, come visibile nelle immagini del rilievo operato in Villa d'Elboeuf. Gli svantaggi sono connessi alla riduzione delle dimensioni dei vani, a meno di non operare scassi nella muratura esistente.



Esempio di cerchiatura in acciaio.

Per effettuare una cerchiatura in acciaio, occorre preparare le pareti nell'intorno interessato ai vani procedendo ad un eventuale scasso nella muratura esistente. Queste operazioni sono necessarie per l'inserimento dei telai metallici. L'inserimento di tiranti filettati garantisce il collegamento, attraverso il serraggio dei bulloni filettati, dei traversi e dei montanti dei due telai per ottenere un comportamento monolitico.



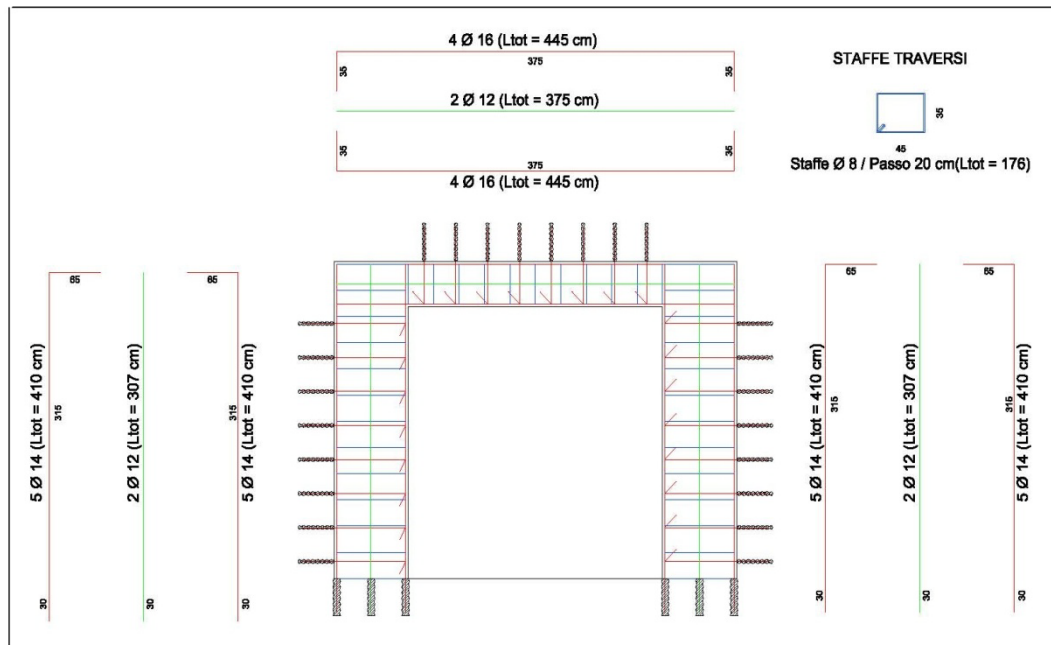
Predisposizione del telaio in acciaio.

La Connessione dei telai alla muratura è invece realizzata mediante ancoraggi alla muratura esistente ed attraverso il getto di calcestruzzo nei montanti e nel traverso. Infine, per evitare fessurazioni per le diverse caratteristiche deformative di acciaio e muratura, è opportuno predisporre reti porta intonaco.



**In alto, cerchiatura in acciaio a getto avvenuto;
in basso è visibile l'intervento ultimato con rete portaintonaco.**

Quando è possibile, in alternativa all'acciaio, è preferibile realizzare cerchiature in cemento armato.



Distinta armature della Cerchiatura; si notino gli ammorsamenti alla muratura circostante.

In via preliminare si opera la messa in sicurezza mediante puntellatura con sostegni in metallo, travi metalliche e legno. Nell'illustrazione sottostante si nota l'accorgimento tecnologico dell'aver inserito le travi metalliche, necessarie al sostegno temporaneo per la muratura superiore, all'interno di tubolari metallici a perdere. Ad intervento ultimato, infatti, sarà possibile sfilare le travi metalliche e riutilizzarle per altri interventi dai tubolari cavi che restano annegati nel getto di calcestruzzo.



Puntellatura preliminare.



Particolare dei passanti e traversi della puntellatura preliminare.



Demolizione della muratura per l'alloggiamento della cerchiatura.

Successivamente, secondo le predisposizioni di progetto, si pratica lo scasso della muratura di spalla al fine di alloggiare la cerchiatura in calcestruzzo armato.



Realizzazione del collegamento alla fondazione esistente.

Generalmente va preparato lo scasso per l'alloggiamento del traverso inferiore; nel caso riportato, la presenza di una fondazione sottostante la parete ha permesso di connettere i nuovi piedritti direttamente ad essa.

In questa fase si realizzano anche i fori, nello spessore del vano, sia sul lato destro che sinistro, necessari per l'ammorsamento della gabbia d'armatura dei piedritti che si andranno a realizzare con la muratura preesistente.



Realizzazione dei fori per l'armatura di connessione.

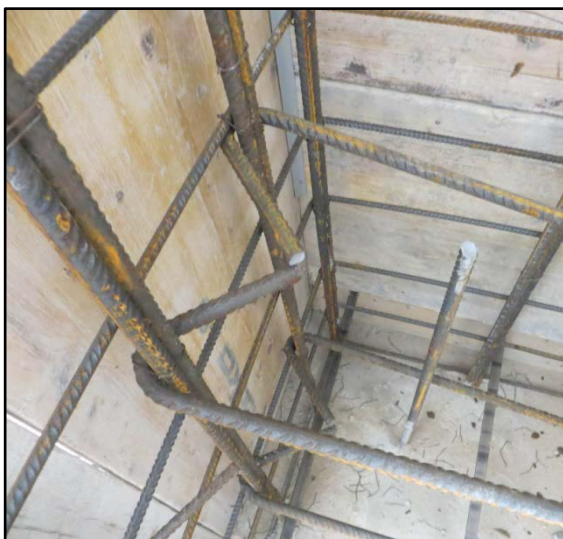
Si procede, quindi, all'inserimento dei ferri di ancoraggio dei ritti ed alla realizzazione della gabbia di armatura dei ritti.

Preparate le gabbie, si predispongono le casseformi per il getto dei ritti, il loro disarmo a stagionatura minima avvenuta.

Successivamente si realizza la gabbia d'armatura del traverso superiore e le casseformi per il relativo getto.



Armatura ritti



Dettagli costruttivi delle connessioni.



Prima fase di montaggio carpenteria in legno



Seconda fase di montaggio carpenteria in legno



Terza fase montaggio carpenteria in legno



Fase di getto dei ritti.



Dettaglio armatura del traverso.



Dettaglio casseforma del traverso.



Fase di disarmo dei ritti



Ritti completati



Cerchiatura a disarmo avvenuto.



Cerchiatura dopo la rimozione della puntellatura.

6.5 SOSTITUZIONI DI PIATTABANDE ED ARCHITRAVI

Negli edifici di antico impianto sorge sempre la necessità di verificare gli architravi e le piattabande esistenti. Questo perché dopo anni, non riescono ad assolvere più alla loro funzione, sia per fenomeni di "fatica" che provoca rilascio della muratura, sia per usura dei componenti strutturali lignei o metallici. Nei rilievi in sito di villa d'Elboeuf è emerso la presenza di queste problematiche in forma diffusa.

Se dalle verifiche risulta l'inefficienza di questi elementi nei confronti della sicurezza, occorre intervenire ripristinando o sostituendoli.



Esempi di piattabande degradate.

La soluzione più applicata prevede il rifacimento della piattabanda mediante travi metalliche. In primo luogo si consolidano, qualora sia necessario, ad esempio tramite iniezioni, le spalle di muratura adiacenti al vano. La parte superiore di muratura va sostenuta mediante puntelli temporanei posizionati nella zona centrale della stessa.

Messa in sicurezza la puntellatura, si smonta la piattabanda esistente e si demolisce la muratura per un'altezza di poco superiore a quella della trave e per

circa 50 cm in corrispondenza degli appoggi, sempre per una profondità pari alla larghezza sufficiente per l'alloggiamento della prima putrella.



Realizzazione dello scasso preliminare.

Si realizzano ai lati del vano, in corrispondenza degli appoggi della piattabanda, due cuscinetti di mattoni pieni che garantiscono un miglior assorbimento di tensioni localizzate nella zona più sollecitata e la loro diffusione nella muratura sottostante (eventualmente è possibile inserire anche piastre metalliche di ripartizione in testa ai cuscinetti di mattoni).



Realizzazione di spallette laterali.

Le tracce eseguite devono essere sufficienti per la predisposizione dei profilati metallici con un appoggio di almeno 40-50cm, tale da garantire il trasferimento delle sollecitazioni orizzontali ai maschi murari presenti nelle zone laterali del vano.



A sinistra, le travi metalliche pre-forate; a destra, le putrelle messe in posizione.

Lo spazio tra le due travi va chiuso inferiormente con una cassaforma, effettuando un getto di boiaccia cementizia tra i due profilati oppure si effettua un getto di calcestruzzo a seconda dello “scasso” eseguito.



Fasi della lavorazione.

Il trasferimento del carico tra la muratura superiore e la piattabanda, detta anche "messa in forza", si realizza inserendo sulla piattabanda mattoni pieni con malta cementizia.



Dettaglio della "messa in forza" mediante mattoni pieni.



Intervento ultimato con applicazione di rete portaintonaco.

Come per le cerchiature metalliche, è opportuno predisporre una rete portaintonaco sulle travi metalliche per mitigare il fenomeno della fessurazione che potrebbe innescarsi per via della differente capacità deformativa dei diversi materiali

6.6 RIPRISTINO DELL'ORIZZONTALITÀ DEGLI IMPALCATI

Si riporta come ultimo esempio di intervento un ulteriore caso affrontato durante la mia attività professionale; esso può fungere da spunto per future esigenze non essendo reperibile su alcun manuale. Nel caso affrontato, la problematica era ripristinare l'orizzontalità di un impalcato oggetto di un grave cedimento.

La soluzione tecnica da me progettata e diretta prevedeva il sollevamento della muratura mediante martinetti meccanici realizzati dal fabbro direttamente su mie indicazioni.



Posizionamento dei martinetti artigianali.



Dettaglio dei martinetti.

Durante la prova, una serie di “comparatori” permettevano di accertare che effettivamente si stava sollevando la muratura superiore piuttosto che "spingere" verso il basso quella inferiore.



Attrezzatura per la misura degli spostamenti.



Comparatori posizionati sulla parete superiore



Comparatore posizionato sulla parete inferiore.

Nel vuoto in cui furono posizionati i martinetti fu gettato con un cordolo in calcestruzzo armato, per esigenze contingenti il caso specifico.

In alternativa si poteva procedere all'integrazione muraria, un intervento, anch'esso, di tipo irreversibile.

Se si decide di adottarlo come intervento di consolidamento, occorre evitare vibrazioni nella fase di demolizione e predisporre delle opportune opere provvisorie di sostegno. Bisogna, inoltre, cercare di ripristinare il flusso tensionale mettendo in contrasto la nuova muratura con la vecchia ed adoperare, possibilmente, un materiale sostitutivo con le stesse caratteristiche fisico-meccaniche di quello preesistente.

CAPITOLO 7. CONCLUSIONI

L'esame delle lesioni nei fabbricati in muratura è un'attività molto difficile e per essa, quasi sempre, non bastano le cognizioni scientifiche in possesso del tecnico chiamato a tale ruolo, ma occorre una grande esperienza formatasi con una pratica svolta effettivamente su lavori eseguiti con fenomeni osservati e sperimentati in una lunga attività professionale ed a questo proposito si ricorda che gran parte della documentazione fotografica allegata nei diversi Capitoli è attinta dell'archivio personale dello scrivente, frutto di un'intensa e lunga operosità lavorativa. Nella pratica, spesso, si ha l'esigenza di formulare, in tempo brevissimo, una diagnosi su di un fabbricato dissestato e/o in fase di dissesto e di dover risalire alle cause decretando provvedimenti d'urgenza o rimedi definitivi con giudizi pregnanti di responsabilità, specialmente quando si è chiamati a risolvere casi gravi in cui il tempo è esiguo e ogni esitazione potrebbe essere fatale: solo un'eccellente preparazione e conoscenza maturata nel tempo consente di fare ciò.

L'obiettivo finale della ricerca è stato quello di individuare e proporre un nuovo approccio metodologico teso ad eseguire interventi di consolidamento su edifici in muratura con particolare riferimento a quelli di antico impianto.

L'aspetto innovativo è quello di aver definito un nuovo approccio che tenga conto di una più ampia gamma d'informazioni e di valutazioni congruentemente alla Normativa Tecnica del 2008 dando un giusto peso anche a tecniche derivanti da conoscenze operative "obsolete", ma indispensabili per comprendere il "presente". Il criterio metodologico proposto può essere di grande aiuto anche al tecnico esperto chiamato, improvvisamente, ad esprimere giudizi di grande responsabilità e/o a concepire tecniche d'intervento per il consolidamento di edifici con struttura di fabbrica in muratura.

Bibliografia:

- Fascia F. – Iovino R. (2008) LA STRUTTURA IN CEMENTO ARMATO PER L'ARCHITETTURA – ed.Aracne;
- Sigmund Carlo – (2008) CEMENTO ARMATO – Dario Flaccovio Editore;
- Atti tratti dal seminario: “CAVITA’ ANTROPICHE NEL TUFO DELLA PIANA CAMPANA: Problematiche Geologiche e Geomeccaniche – tenuto da Angelo SPIZUOCO nel febbraio 1990 presso Dipartimento Scienze della Terra – Università degli Studi di Napoli;
- Dispense Corso integrativo di geologia applicata per gli studenti del quarto anno del corso di laurea in Scienze Geologiche tenuto da Angelo SPIZUOCO presso il Dipartimento di Scienze della Terra dell'Università degli Studi di Napoli nell'anno accademico 1990/1991;
- Mauro Bertagnin – Aldo De Marco (1984) Chiusure Orizzontali Intermedie e di Copertura nell'Edilizia Tradizionale – ed. Liguori;
- Dispense Corso-concorso esterno in “Difesa del suolo - Tecnica delle fondazioni (Geotecnica) - Pianificazione territoriale” per l'accesso alla prima qualifica dirigenziale Area Ingegneristica tenuto da Angelo SPIZUOCO nell'anno 1992 presso la Regione Molise a seguito bando con D.P.R. n.1362 del 18/4/1990;
- SPIZUOCO Angelo + altri - Studio delle cavità artificiali nel territorio di Cicciano (NA) - 3RD International Symposium on underground quarries -july 1991;
- A.A.V.V., “Ville Vesuviane del Settecento”, Napoli 1959;
- Ajello G., S. Aloe, R. D'Ambra, M. D'Ayala, C. Bonucci, C. Dalbono, F. Puoti, B. Quaranta, Napoli e i luoghi celebri delle sue vicinanze del 1845, Vol II, pag 471-473;
- Ascione B., Portici: notizie storiche, Conferenza di S. Vincenzo de' Paoli dei circoli della Federazione universitari 1968;

BIBLIOGRAFIA

- Aveta A., Tecniche per il restauro. Problemi di umidità negli edifici monumentali, Arte tipografica, Napoli 1996;
- SPIZUOCO A. – Speciale Giampileri (ME) – La loggia dei Mercanti gennaio/aprile 2012;
- Aveta A., “Materiali e Tecniche Tradizionali nel napoletano – Note per il restauro”, Arte tipografica;
- Borrelli G., “Le delizie in villa a Portici ed un giallo archeologico”, Napoli 1992;
- CELANO C., Notizie del bello dell’antico e del curioso della città di Napoli, con aggiunzioni di Giovan Battista Chiarini, introduzioni di Gino Dono e Luigi De Rosa ed uno scritto di Benedetto Croce, edizione a cura di Attanasio Mozzillo, Alfredo Profeta e Francesco Paolo Macchia, in Napoli per le edizioni scientifiche italiane, MCMLXX;
- Defez A., Il consolidamento degli edifici, Liguori editore, Napoli 2002;
- De Seta C., Cartografia della Città di Napoli, Lineamenti dell’Evoluzione Urbana, Edizioni Scientifiche Italiane – Napoli, 1969;
- De Seta C., I casali di Napoli, Editori Laterza, Napoli, 1984;
- De Sivo, Iovino, Cito, Irace, Appunti di architettura tecnica, CUEN, Napoli, 1987;
- Ortolani F., Pagliuca S., SPIZUOCO A. – Geologia Tecnica Territoriale finalizzata ad un corretto rapporto uomo-ambiente in aree a sviluppo metropolitano. Dipartimento di Scienze della Terra Università di Napoli Federico II -1991;
- Ortolani F., SPIZUOCO A. (2009) – alluvione di Messina del 1° ottobre 2009. Le colate rapide di fango e detriti hanno devastato il territorio, le fiumare hanno retto;

BIBLIOGRAFIA

- SPIZUOCO A. (1998) – “Dissesto idrogeologico in Campania e le frane del maggio 1998” Rotary Club di Nola – Pomigliano D’Arco Distretto 2100 del Rotary International;
- Fiengo G., “Organizzazione e produzione Edilizia a Napoli all’avvento di Carlo di Borrelli;
- Gambardella, A. “Ferdinando Sanfelice architetto”, Napoli 1974;
- SPIZUOCO A. “Studi geotecnici ed ipotesi progettuali per i rischi idrogeologici” 23 aprile 2010 – Furnari (Messina);
- Glejeses V., Ville e Palazzi Vesuviani, SEN, Napoli, 1980;
- Jori V., Portici e la sua storici, Tipografia dei Comuni, Napoli 1882;
- Musso S., Torsello B. P., Tecniche di restauro architettonico, voll. I-II, UTET, Torino, 2003;
- Nocerino N., “La Real Villa di Portici illustrata dal Reverendo D. Nicola Nocerino parroco in essa”, Fr. Raimondi, Napoli 1787;
- Scotto N. " recupero e riqualificazione funzionale di Villa d’elboeuf nel comune di Portici";
- SPIZUOCO A. , Ortolani F. – Alluvione di Messina del 1° ottobre 2009: il caso Giampilieri, Rischio idrogeologico e scenari di messa in sicurezza – Università Degli Studi di Messina Facoltà d’Ingegneria (2009);
- Pane R., Ville Vesuviane del Settecento, Napoli, E.S.I. 1959;
- Rapolla D., Portici, cenni storici, Napoli 1878 (nuova edizione 1891);
- Vona Marco "Corso di riabilitazione strutturale" 2011;
- Marini A. "Costruzioni esistenti in muratura- criteri di intervento"" 2011;
- SPIZUOCO A. (1991) – Seminario “Elementi di geologia tecnica e meccanica delle rocce sciolte” – Dipartimento di Scienze della terra dell’Università degli Studi di Napoli;
- Borri A. "La nuova normativa sismica per gli edifici esistenti";
- Biondi A. "Interventi sulle strutture in muratura";

BIBLIOGRAFIA

- Jurina L. "La caratterizzazione meccanica delle murature";
- Riotto G. " Indagini sperimentali sulla muratura: tecniche e programmazione delle prove";
- Rapporti di prove su materiali eseguite dalla “Geoconsult s.r.l.” su incarico dell’ing. Angelo SPIZUOCO – Monocalzati (AV);
- Binda " Catalogo delle prove di caratterizzazione e del loro utilizzo";
- Ortolani B " Analisi e interventi strutturali su edifici in muratura secondo le NTC 2008";
- Ramunno M.P. "Modellazione della prova con martinetti piatti su murature e confronto con risultati sperimentali";
- Battisti A. "Diagnostica Strutturale E Prove Non Distruttive";
- Casarin F. " Indagini sulle strutture e monitoraggio ";
- Dispense Corso di formazione avanzata “Ambiente fisico del sottosuolo delle pianure” tenuto da Angelo SPIZUOCO presso la facoltà di Scienze Matematiche/Fisiche e Naturali dell’Università degli Studi di Parma nell’annualità 1994/95;
- Carlo Cestelli Guidi (1981) – Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni – Ed. Hoepli;
- Ortolani F., Pagliuca S., SPIZUOCO A. – Geologia Tecnica Territoriale In Aree Sismiche: Problematiche Connesse Alla Valutazione Dell’Amplificazione Sismica Locale – Conferenza Scientifica Annuale sulle Attività di Ricerca del Dipartimento di Scienze della Terra Università di Napoli Federico II -1991;
- SPIZUOCO A. Aprile F. - Parametri Statici E Dinamici Dei Terreni Superficiali In Un’Area Del Nolano - Conferenza Scientifica Annuale sulle Attività di Ricerca del Dipartimento di Scienze della Terra Università di Napoli Federico II -1991;
- Raccomandazioni Associazione Geotecnica Italiana;

- Guerra C. (1945) ARCHITETTURA TECNICA Terza Edizione Casa editrice R. Pironti –Napoli;
- Atti del seminario “Stabilità dei versanti” tenuto da Angelo SPIZUOCO presso il Dipartimento di Scienze della terra dell’Università degli Studi di Napoli -1991;
- Atti del seminario “Pendii naturali e fronti di scavo: problematiche geologiche e geomeccaniche” tenuto da Angelo SPIZUOCO presso il Dipartimento di Scienze della terra dell’Università degli Studi di Napoli – 1991;
- Ortolani F., Pagliuca S, SPIZUOCO A. (2004) – Sinkholes in Campania: cause e rischio per l’ambiente urbanizzato – ISPRA (Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale) 20 maggio 2004;
- Atti del seminario “Aree potenzialmente instabili : problematiche geologiche e geomeccaniche” tenuto da Angelo SPIZUOCO presso il Dipartimento di Scienze della terra dell’Università degli Studi di Napoli – 1991;
- Atti del seminario “Attività estrattiva e difesa del suolo: problematiche geologiche e geomeccaniche” tenuto da Angelo SPIZUOCO presso il Dipartimento di Scienze della terra dell’Università degli Studi di Napoli nell’anno accademico 1991/92;
- Atti del seminario “Prove in sito e di laboratorio” tenuto da Angelo SPIZUOCO presso il Dipartimento di Scienze della terra dell’Università degli Studi di Napoli nell’anno accademico 1991/92;
- Atti del seminario “Tecnologia delle costruzioni sulle formazioni rocciose: caratteri litologici, geologici e geomeccanici” tenuto da Angelo SPIZUOCO presso il Dipartimento di Scienze della terra dell’Università degli Studi di Napoli nell’anno accademico 1991/92;
- Dispense lezioni di “Elementi di Statica e Meccanica del continuo” tenute da Angelo SPIZUOCO -1987;

- Dispense lezioni “Calcolo delle Deformazioni nelle Strutture isostatiche” tenute da Angelo SPIZUOCO – 1988;
- Disp. lez. sulle “Strutture iperstatiche” tenute da Angelo SPIZUOCO – 1988;
- Disp. lez. di “Costruzioni in Muratura” tenute da Angelo SPIZUOCO – 1989;
- Dispense lezioni modulo di “Geotecnica” tenuto da Angelo SPIZUOCO per il corso di superdiploma in “Restauro e Recupero dei Centri Storici” su autorizzazione del Ministero della Pubblica Istruzione ed in collaborazione con l’Università degli Studi di Napoli “Federico II -1999 ÷2001;
- SPIZUOCO A. – Le frane del 5 e 6 maggio 1998 nel Vallo di Lauro (AV) : cause e rimedi – Sala Convegni “San Filippo Neri” Com. di Lauro (AV) -1999;
- Dispense lezioni di “Costruzioni” tenute da Angelo SPIZUOCO – 1990÷2010;
- Appunti dalle lezioni di Complementi di Scienze delle Costruzioni tenute dal prof. ing. Bruno Barbarito presso L’Università Degli Studi Di Napoli Federico II – Politecnico di Napoli anno 1976;
- SPIZUOCO A., Ortolani F., - Elementi Strutturali, Effetti Locali E Danni Ai Manufatti Nell’Area Abruzzese Interessata Dal Sisma Del 6 Aprile 2009 – Workshop – il terremoto aquilano dell’aprile 2009: primi risultati e strategie future – Università “G. D’Annunzio” di Chieti – Pescara;
- SPIZUOCO A., Ortolani F. ed altri, - L’ALLUVIONE DI MESSINA ED IL DISSESTO IDROGEOLOGICO IN ITALIA – Ed. Reg. Sicilia & Colleg. Prov. Geom. Laureati di Messina;
- SPIZUOCO A., Ortolani F., Spizuoco Anna ed altri, - UN TRIENNIO DI ALLUVIONE IN ITALIA 2009-2011- Ed. Giambra;
- SPIZUOCO Angelo, Ortolani Franco, Spizuoco Anna ed altri, - Il Sistema Ambientale Italiano Nel Contesto Del Bacino Mediterraneo – 2014 - Ed. Giambra;
- Dispense “elemento di fabbrica: fondazione” delle lezioni tenute da A. SPIZUOCO per allievi del corso di Architettura Tecnica 2 – Università Degli

BIBLIOGRAFIA

- Studi Di Napoli Federico II – Laurea in Ingegneria edile & Architettura –anno acc. 2012-2013;
- SPIZUOCO Angelo - LEZIONI SUL CEMENTO ARMATO – ED. LER NAPOLI/ROMA – ISBN 88-8264-230-8;
- Ortolani F., SPIZUOCO A. (2010) – Evento Alluvionale Del Messinese Del 1° Ottobre 2009. La devastazione causata a Scaletta Zanclea Marina dal flusso fangoso-detritico del torrente Racinazzo - Periodico Trimestrale Della SIGEA – Società Italiana di Geologia Ambientale N°1/2010 –ISSN: 1591-5352;
- Ortolani F., Pagliuca S., SPIZUOCO A. (2009) – Sisma Dell’Aquila Ed Effetti Locali: Dove Finisce La Natura Comincia La Mano Dell’Uomo - Periodico Trimestrale Della SIGEA – Società Italiana di Geologia Ambientale N°3/2009 –ISSN: 1591-5352;
- Documentazione tratta dall’archivio “lavori SPIZUOCO A.” del Centro Studi Progettazioni – Strutture & Geologia – Geotecnica di San Vitaliano (NA).

SITI INTERNET:

www.comunediportici.na.it

www.porticilive.com.

www.protezionecivile.gov.it

www.bicentenario.provincia.napoli.it

www.museopietrarsa.it

www.lavoripubblici.regione.campania.it

http://digilander.iol.it/spizuoco/

www.geologiatecnica.it

www.ingegneriageotecnica.it

www.spizuoco.altervista.org

www.spizuoco.it